

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

**А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак,
Б.С. Юшков**

ПРОГНОЗ ОСАДОК СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Под редакцией чл.-корр. РАН
засл. деят. науки и техники проф. А.А. Бартоломея

Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С.
Прогноз осадок свайных фундаментов / Под ред.
А.А. Бартоломея. — М.: Стройиздат, 1994. —
384 с.:ил. — ISBN 5-274-01174-8

Приведены результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований осадок и несущей способности свайных фундаментов, основные закономерности их взаимодействия с окружающим грунтом. Изложены методы определения напряжений в активной зоне, полных осадок и осадок во времени ленточных свайных фундаментов и кустов свай с учетом приложения нагрузки внутри массива и вида эпюр ее передачи по боковой поверхности и в плоскости острия свай, параметров фундамента, структурной прочности грунта, сжимаемости газосодержащей жидкости, реологических параметров грунта основания. Рассмотрены методика и опыт проектирования свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок зданий.

Для инженерно-технических и научных работников научно-исследовательских, проектных и строительных организаций.

Табл. 43, ил. 118, список лит.: 13 назв.

Редактор *Н.А. Хаустова*

3304000000 — 402

Б ————— Зак. изд.

047(01) — 94

© А.А. Бартоломей,
И.М. Омельчак,
Б.С. Юшков, 1994

ISBN 5-274-01174-8

В настоящее время свайные фундаменты получили широкое распространение в промышленном и гражданском строительстве, особенно в сложных инженерно-геологических условиях. Удельный вес свайных фундаментов составляет 26,6% общего объема фундаментов и достигает 40% в промышленном строительстве и 50—70% в жилищном. Затраты на свайные фундаменты составляют ежегодно десятки миллиардов рублей.

В последние годы выполнен значительный объем экспериментальных и теоретических исследований по свайным фундаментам, что позволило существенно усовершенствовать нормы их проектирования (СНиП 2.02.03-85). За последние 15 лет нормативные значения расчетных сопротивлений под нижними концами свай увеличились на 7—29%, а несущая способность свай — в 1,3—1,5 раза. Большие работы проведены по совершенствованию методов расчета свай по физико-механическим характеристикам грунтов и данным зондирования. Принятый в нормах метод определения несущей способности свай обеспечивает получение достаточно надежных результатов, во всяком случае более надежных, чем по зарубежным методам (коэффициенты надежности и коэффициенты запаса в отечественных нормах принимаются от 1 до 1,4, а в зарубежных нормах от 1,5 до 2,5). Следует отметить, что применение свайных фундаментов не всегда увязывается с грунтовыми условиями строительных площадок и экономически целесообразно. Нередки случаи завышения, а иногда и занижения несущей способности свай, сваи погружаются неправильно и часть свай не доходит до проектной отметки "дна котлована" на несколько метров ("попы").

В настоящее время объем применения прогрессивных видов свай (предварительно напряженных, пирамидальных, свай-колонн, составных, набивных и др.) составляет 1,9 млн м³, или 27,1% общего объема свай всех видов. Объем использования предварительно напряженных свай, в том числе без поперечного армирования, составляет лишь около 20%, тогда как проведенные нами исследования и имеющийся опыт показывают, что применение этих свай может достичь минимум 50%. Практически не используются пустотелые сваи, в частности квадратные с круглой полостью и по

лые круглые, в том числе конические, применение которых позволяет снизить расход бетона на 25—30%. Между тем по данным ВНИИ оснований и подземных сооружений технически возможным и экономически обоснованным является использование таких свай в объеме 3,5 млн м³ в год. Ведутся исследования действительной работы тавровых и пирамидальных свай с консолями для зданий и сооружений с распорными нагрузками, свай с переменным по длине поперечным сечением, одинаково эффективно работающих на вертикальные и горизонтальные нагрузки, свай с развернутым поперечным сечением, позволяющих уменьшить силы негативного трения. В отечественном строительстве используются в основном забивные сваи.

Несмотря на имеющуюся тенденцию распространения набивных свай, их удельный вес в целом по стране в общем объеме всех видов свай составляет пока 12%. Редко применяются короткие набивные конические, пирамидальные, цилиндрические сваи, позволяющие в большей мере использовать несущую способность основания. Заслуживают большего внимания сваи в пробитых скважинах. Отсутствие современного оборудования является препятствием для использования в массовом строительстве набивных свай в водонасыщенных грунтах.

Давно разработаны и применяются безростверковые свайные фундаменты, позволяющие снизить стоимость работ на 10%. Однако объем их применения составляет 6 млн м² общей площади, или 14,3% общего объема жилых зданий, возводимых на свайных фундаментах (в Перми свыше 50%).

Следует отметить отставание и в разработке оборудования для погружения забивных и устройства набивных свай. Для массового строительства необходимы паровоздушные молоты с массой ударной части 10 т, а для строительства уникальных сооружений — с массой ударной части до 50 и 200 т.

В связи с возрастанием объемов применения свайных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях требуются разработка и внедрение новых эффективных технологий и методов погружения свай. На основании всесторонних экспериментальных и теоретических исследований разработан принципиально новый способ погружения свай с использованием импульсных установок, разработана механизированная безотходная технология забивки свай и внедрен в строительную практику способ устройства свайных фундаментов с погружением свай до заданных отметок.

На ближайшие годы намечены следующие основные направления в разработке технологии возведения свайных фундаментов:

разработка комплектов и серийный выпуск импульсных установок для погружения свай и оборудования для механи-

зированной безотходной технологии, обеспечивающих автоматическую забивку свай до проектной отметки, а при необходимости и их срезку;

разработка конструкций составных модульных свай;

создание надежных методов контроля качества свайных фундаментов;

разработка промышленных конструкций длинномерных предварительно напряженных свай, составных свай-колонн, технологии устройства буронабивных и набивных свай в пробитых скважинах, буринъекционных свай;

разработка комплектов оборудования для вдавливания многосекционных свай при усилении фундаментов реконструируемых зданий и сооружений.

В последние годы проведены многочисленные комплексные, модельные, полунатурные и натурные полевые исследования взаимодействия свай и свайных фундаментов с окружающим грунтом. В результате проведенных исследований выявлены изменения физико-механических свойств грунтов в результате забивки свай, закономерности распределения сил трения по боковой поверхности свай и сопротивления острия при их работе в различных грунтовых условиях и в составе различных фундаментов, установлено взаимовлияние свай в составе фундаментов и взаимовлияние свайных фундаментов в зависимости от количества свай в их составе, длины свай, расстояния между фундаментами, определены зоны уплотнения вокруг свай и в плоскости острия, послойные деформации в активной зоне. Частично определены реологические параметры оснований активной зоны свайных фундаментов в зависимости от грунтовых условий, длины свай, параметров свайного фундамента и величины действующей нагрузки.

Для правильного прогнозирования совместной работы оснований, фундаментов и надземных конструкций необходимо иметь надежные методы прогноза осадок во времени и неравномерных осадок, правильно определять несущую способность и оценивать устойчивость фундаментов.

На основании комплексных экспериментально-теоретических исследований во ВНИИОСП, МИСИ, ЛИСИ, ППИ, СаратовПИ, МарПИ, Укрспецпроекте и других организациях разработаны методы прогноза осадок свай и свайных фундаментов от действия постоянных, переменных и технологических нагрузок с учетом взаимовлияния, деформативных свойств грунтов и геометрических параметров фундаментов и методы расчета несущей способности и устойчивости свай и свайных фундаментов.

Однако в отношении оценки несущей способности свай и свайных фундаментов, их проектирования, прогноза осадок, крена, неравномерных осадок во времени имеется много не-

решенных вопросов, особенно в сложных инженерно-геологических условиях, объем строительства которых в ближайшие годы достигнет более 50%. Кроме того, анализ отечественного фундаментостроения показывает, что несмотря на достигнутые успехи в области теоретических разработок технический уровень массового строительства не соответствует современным требованиям.

Сравнительный анализ конструктивных решений фундаментов аналогичных сооружений в близких инженерно-геологических условиях в нашей стране и передовых зарубежных странах показывает, что несмотря на более высокий общий теоретический уровень исследований по механике грунтов и фундаментостроению при одинаковых нагрузках наши фундаментные конструкции более материалоемки. Создавшееся положение объясняется следующими причинами:

в большинстве зарубежных стран нет обязательных регламентирующих норм на расчет и проектирование гражданских и промышленных зданий и сооружений, кроме особо ответственных (здание АЭС, массивные опоры, высотные сооружения);

инженерно-изыскательские, исследовательские, проектные и строительные работы ведутся одними фирмами;

строительные нормы и правила, обязательные для расчета фундаментов в нашей стране, не в состоянии охватить широкий диапазон изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий взаимодействия фундаментов и грунтов, особенностей нагружения, прогноза и учета реальных длительных процессов взаимодействия системы основание — фундамент — сооружение. В результате запроектированные по СНиП фундаментные конструкции не всегда отвечают оптимальным критериям по стоимости и трудоемкости.

Намечены следующие основные направления дальнейших работ по проектированию и расчету свай и свайных фундаментов.

1. Разработка единой системы требований к инженерно-геологическим изысканиям для свайных фундаментов, оформлению материалов изысканий, а также системы их хранения и поиска, т.е. банка инженерно-геологических данных.

2. Разработка надежных методов оценки несущей способности различных свай по данным статического зондирования и испытания длинноразмерных (по длине свай) моделей свай. Оценка по этим испытаниям реологических параметров основания фундаментов.

3. Изменение существующего порядка финансирования работ по забивке и испытаниям опытных свай на стадии изысканий.

4. Уточнение понятия предельной несущей способности различных свай по грунту. Надо иметь в виду, что несущая

способность свайных фундаментов при расстоянии между сваями, равном трем диаметрам, может быть правильно оценена только исходя из предельно допустимых осадок зданий и сооружений.

5. Районирование грунтов по инженерно-геологическим свойствам, обеспечивающее вариантное проектирование фундаментов. Шире внедрять региональные рекомендации по рациональному проектированию свайных фундаментов.

6. Разработка и внедрение единой унифицированной системы автоматизированного проектирования свайных фундаментов.

7. Разработка типовых проектов свайных фундаментов для зданий и сооружений массового применения на основании вариантного метода и оптимизации решений на ЭВМ.

8. Разработка единой унифицированной программы прогноза осадок одиночных свай, ленточных свайных фундаментов и кустов свай в рамках нелинейной теории наследственной ползучести и теории фильтрационной консолидации методом конечных элементов.

9. Проведение комплексных экспериментально-теоретических исследований несущей способности и осадок свай и свайных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях (просадочных, набухающих, засоленных и загипсованных, закарстованных, насыпных и слабых водонасыщенных и заторфованных грунтах).

Экспериментальные исследования показывают, что несущая способность свайных фундаментов из висячих свай может быть правильно оценена только исходя из предельно допустимых осадок зданий и сооружений. Однако методы расчета осадок различных свайных фундаментов разработаны еще недостаточно, поэтому приведенные в книге результаты всесторонних экспериментальных исследований осадок и несущей способности свайных фундаментов, методы прогноза осадок и методика проектирования свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок зданий и сооружений с учетом закономерностей взаимодействия свай с окружающим грунтом и реологических параметров грунта основания имеют большое научное и практическое значение.

Комплексные экспериментально-теоретические исследования осадок свайных фундаментов и взаимодействия свай с окружающим грунтом позволили в натурных условиях уточнить физическую сущность процесса увеличения несущей способности свай и свайных фундаментов во времени; установить изменение физико-механических свойств грунтов в уплотненной зоне; изучить закономерности распределения сил трения по боковой поверхности свай свайных фундаментов при их работе в различных грунтовых условиях; выявить закономерности развития осадок центрально и внецентренно загруженных свайных фундаментов в зависимости от рассто-

яния между сваями, их длины; установить взаимное влияние свайных фундаментов, фактические осадки зданий; изучить напряженно-деформированное состояние активной зоны.

На основании аналитических решений разработаны методы определения несущей способности свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах; методы определения напряжений в активной зоне; методы расчета полных осадок и осадок во времени ленточных свайных фундаментов и кустов свай с учетом приложения нагрузки внутри массива и закономерностей передачи ее по боковой поверхности и в плоскости острия свай, параметров фундаментов, коэффициента бокового расширения грунта, структурной прочности грунта, сжимаемости газосодержащей жидкости и других факторов; получены формулы расчета осадок свай и свайных фундаментов во времени с учетом нелинейных свойств грунта и предложена методика проектирования свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам зданий и сооружений.

Результаты проведенных комплексных натурных исследований взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом, их осадок и напряженно-деформированного состояния активной зоны позволяют учитывать при проектировании свайных фундаментов увеличение несущей способности свай и свайных фундаментов во времени, изменения физикомеханических свойств грунтов в результате забивки свай, закономерности распределения сил трения по боковой поверхности и сопротивления острия, проверять и разрабатывать новые методы определения напряжений и расчета осадок фундаментов.

Разработанные методы расчета осадок и определения напряжений наиболее полно учитывают действительную работу свайных фундаментов и позволяют с минимальной затратой времени рассчитывать полные осадки и осадки во времени, напряжения во всей активной зоне центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов, взаимное влияние фундаментов и проектировать свайные фундаменты по предельным состояниям.

Использование полученных данных в практике строительства показало, что нагрузки на свайные фундаменты могут быть во многих случаях увеличены на 30—50%, а при контакте ростверка с грунтом в некоторых случаях более чем в 2 раза.

Внедрение результатов исследований и разработанных рекомендаций в практику строительства, проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам, учет увеличения несущей способности свай во времени и роли ростверка в несущей способности фундаментов позволило получить на стройках Главзападуралстроя и других объектах значительный экономический эффект.

Анализ показывает, что внедрение прогрессивных конструкций свай, вариантное проектирование и проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым деформациям позволят снизить сметную стоимость строительства объектов на свайных фундаментах минимум на 15—20%.

Сделанные в монографии выводы и рекомендации относятся к центрально и внецентренно загруженным кустам свай и ленточным свайным фундаментам с одно-, двух- и трехрядным расположением свай при их работе в глинистых грунтах текуче-, мягко- и тугопластичной и полутвердой консистенции и песчаных грунта рыхлого сложения и средней плотности.

Предисловие, гл. 2, 3, 4, 6, 8 написаны д-ром техн. наук проф. А.А. Бартоломеем, гл. 5 — канд. техн. наук доц. Б.С. Юшковым, гл. 7 — канд. техн. наук доц. И.М. Омельчаком, гл. 1 — А.А. Бартоломеем и Б.С. Юшковым, гл. 9 — А.А. Бартоломеем и И.М. Омельчаком.

Авторы выражают признательность канд. физ.-мат. наук доц. Я.С. Гусману и кандидатам технических наук доцентам Н.Е. Рукавишниковой и Т.Б. Пермяковой за участие в решении отдельных задач.

Глава 1. Комплексные экспериментальные исследования взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом

1.1. ЗАДАЧИ ЭКСПЕРИМЕНТОВ. ОПЫТНЫЕ ПЛОЩАДКИ

Несмотря на широкое применение свайных фундаментов, еще недостаточно изучены многочисленные факторы, влияющие на несущую способность и осадку свай при их работе в составе различных свайных фундаментов и в различных грунтовых условиях, особенно в глинистых грунтах. Это объясняется чрезвычайной сложностью и трудоемкостью проведения натурных испытаний свайных фундаментов. Большинство исследователей ставили перед собой задачи по выявлению отдельных закономерностей, поэтому пока мало проведено комплексных натурных исследований по изучению процессов, протекающих в грунтах при забивке свай, по определению изменения давлений в поровой воде и скелете грунта, увеличения несущей способности свай во времени, по установлению распределения сил трения по боковой поверхности свай и сопротивления острия, напряженно-деформированного состояния активной зоны, изменения физико-механических свойств грунта, распределения нагрузки между сваями и выявлению зависимости осадок свайных фундаментов от различных факторов.

С целью исследования осадок и действительной работы свай в составе кустов и ленточных свайных фундаментов авторами были проведены полевые испытания в различных грунтовых условиях одиночных свай, свай-штампов, тензосвай, свайных фундаментов при расположении свай в один и два ряда с расстоянием между сваями $3d$ и $6d$ (свай сечением 25×25 и 30×30 см, длиной 5—12 м), кустов из 4, 6, 9 свай, ленточного фундамента на естественном основании, штампов. Всего было проведено 22 комплексных исследования различных ленточных свайных фундаментов, девяти кустов, 127 одиночных тензосвай и парных свай, свай-штампов.

Опыты проводились в различных районах г. Перми и Пермской области при строительстве гражданских и промышленных зданий и сооружений, а также на семи специальных опытных площадках с различными грунтовыми условиями. Кроме того, было проведено около 500 опытов с мало- и крупномасштабными кустами, ленточными свайными фундаментами с расположением свай в один, два и три ряда

в песчаных грунтах в лаборатории и в глинистых грунтах в полевых условиях (сваи диаметром 30 мм, длиной 350, 650 и 1000 мм, расстояние между сваями 3d и 6d).

Программой экспериментов предусматривалось установить:

процессы, происходящие в грунтах при забивке и после забивки свай;

увеличение несущей способности свайных фундаментов при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах;

закономерности развития осадок центрально и внецентренно загруженных фундаментов;

распределение нагрузки между сваями фундамента;

несущую способность свай и свайных фундаментов в различных грунтовых условиях при действии горизонтальной нагрузки;

распределение нагрузки между боковой поверхностью и острием свай;

распределение сил трения по боковой поверхности свай при их работе в составе фундамента;

напряжение под ростверком, в межсвайном пространстве и в активной зоне фундамента;

зоны деформации грунта и распределения напряжений в активной зоне свайных фундаментов.

При всестороннем изучении характера работы свайных фундаментов одним из основных условий является выбор площадок с однородными грунтами значительной мощности, что позволяет обобщить результаты исследований и избежать неправильных выводов. Специальные экспериментальные площадки выбирали с таким расчетом, чтобы можно было провести исследования в глинистых грунтах различной консистенции и песчаных грунтах различной плотности.

Площадки А, В представлены четвертичными суглинками и глинами мягкопластичной консистенции мощностью 12 м. Ниже залегают водонасыщенные пески и гравийно-галечниковые отложения, подстилаемые коренными породами (табл. 1.1). С целью исследования работы свай и свайных фундаментов в водонасыщенных глинистых грунтах мягкопластичной консистенции были приняты экспериментальные сваи длиной 5—8 м.

В период экспериментов уровень грунтовых вод находился на 0,15 м ниже поверхности площадки, что позволило проводить опыты в одинаковых условиях.

Площадка Б сложена слоем суглинков различной консистенции. С поверхности до глубины 5,5—7 м залегают аллювиально-делювиальные суглинки, консистенция которых изменяется от полутвердой до тугопластичной, а на глубине 4—5 м находятся линзы суглинков текучепластичной и текучей консистенции. Под слоем аллювиально-делювиальных суглинков залегают моренные суглинки тугопластичной кон-

Т а б л и ц а 1.1. Физико-механические свойства грунтов экспериментальных площадок А и В

Глубина, м	Объемная масса, кН/м ³	Плотность, кН/м ³	Объемная масса скелета, кН/м ³	Естественная влажность	Пластичность			Показатель текучести	Степень водонасыщения	Коэффициент пористости	Коэффициент фильтрации, см/с	Коэффициент уплотнения, см ² /Н	Удельное сцепление, МПа	Угол внутреннего трения, град	Структурная прочность, МПа	Модуль деформации, МПа
					предел текучести	предел пластичности	число пластичности									
1	18,2	27	13,7	0,33	0,42	0,21	0,21	0,56	0,93	0,96	2×10^{-8}	0,0052	0,023	14	0,01	6,5
2	18,9	27	14,3	0,32	0,39	0,21	0,18	0,61	0,97	0,89	$1,5 \times 10^{-8}$	0,0041	0,017	18	0,01	6,7
4	19,5	27,2	15	0,3	0,35	0,19	0,16	0,7	1	0,82	$3,7 \times 10^{-7}$	0,001	0,02	17	0,012	6
5	19,6	27,2	15	0,31	0,37	0,21	0,16	0,67	1	0,82	1×10^{-8}	—	0,018	—	0,011	6,5
6	19,8	27	15,1	0,31	0,42	0,23	0,19	0,68	1	0,79	$2,1 \times 10^{-8}$	0,0036	—	17	0,012	6,5
7	19,3	27,1	14,3	0,34	0,42	0,23	0,19	0,63	1	0,9	—	—	0,019	—	0,013	6,5
8	18,8	27	14,1	0,33	0,42	0,24	0,18	0,52	1	0,92	$2,3 \times 10^{-8}$	0,0025	—	—	0,013	7
9	19	27,2	14,4	0,32	0,4	0,22	0,18	0,56	0,98	0,89	—	—	0,021	—	0,014	7
10	18,9	27,1	14,5	0,37	0,44	0,23	0,19	0,58	0,96	0,85	$1,85 \times 10^{-7}$	0,0019	0,023	16	0,014	7,5
11	19	27	14,6	0,3	0,38	0,2	0,18	0,56	0,96	0,85	$1,93 \times 10^{-7}$	—	—	—	0,015	8
12	19,2	27	15,2	0,37	0,34	0,18	0,16	0,58	0,97	0,79	$1,6 \times 10^{-7}$	0,0019	0,017	—	0,015	8,5

Т а б л и ц а 1.2. Физико-механические свойства грунтов площадок Б и Г

Глубина, м	Плотность, кН/м ³	Объемная масса, кН/м ³	Объемная масса скелета, кН/м ³	Влажность	Степень водонасыщения	Показатель текучести	Коэффициент пористости	Коэффициент фильтрации, см/с	Угол внутреннего трения, град	Удельное сцепление, МПа	Модуль деформации, МПа
------------	------------------------------	-----------------------------------	---	-----------	-----------------------	----------------------	------------------------	------------------------------	-------------------------------	-------------------------	------------------------

Площадка Б

1	27	18,2	15,8	0,2	0,64	0,1	0,85	1×10^{-7}	17	0,03	14
4	26,7	19,9	15,7	0,25	0,99	0,6	0,69	$1,9 \times 10^{-7}$	17	0,022	6
4,5	27	19,3	14,7	0,31	1	1	0,85	—	14	0,016	5
6	26,5	19,3	15,5	0,29	1	0,65	0,77	$1,4 \times 10^{-8}$	18	0,02	7
7	26	19,1	15	0,27	1	0,4	0,72	$1,1 \times 10^{-8}$	18	0,023	12
10	26,5	18,2	14,5	0,26	0,96	0,35	0,72	$2,4 \times 10^{-8}$	17	0,027	15
12	26,5	19,1	15,8	0,2	0,89	0,3	0,6	—	—	—	16

Площадка Г

3	26,6	19	15,3	23,9	0,77	0,46	0,83	$1,42 \times 10^{-7}$	17	0,023	8,6
5	26,7	19	15	26,2	0,86	0,58	0,81	$1,2 \times 10^{-7}$	14	0,022	9,6
7	26,6	19,3	16	0,2	0,75	0,49	0,72	$1,15 \times 10^{-8}$	18	0,023	12
9	26,7	19,4	15,6	0,24	0,82	0,46	0,79	$2,4 \times 10^{-8}$	17	0,024	12,6
11	26,7	19,5	15,7	0,24	0,89	0,57	0,74	$1,6 \times 10^{-8}$	18	0,025	13,8

Т а б л и ц а 1.3. Физико-механические свойства грунтов опытно-экспериментальных площадок Д и Е

Глубина, м	Объемная масса, кН/м³	Плотность, кН/м³	Объемная масса скелета, кН/м³	Естественная влажность	Пластичность			Показатель текучести	Степень водонасыщения	Коэффициент пористости	Коэффициент фильтрации, см/с	Удельное сцепление, МПа	Угол внутреннего трения, град	Структурная прочность, МПа	Модуль деформации, МПа
					предел текучести	предел пластичности	число пластичности								
Площадка Д															
1,5	18,6	26,9	15	0,24	0,35	0,19	0,16	0,32	0,82	0,8	1,56x10 ⁻⁷	0,024	21	0,015	3
3	19,9	27	16,1	0,22	0,33	0,19	0,14	0,21	0,93	0,74	2,1x10 ⁻⁷	0,025	20	0,016	8,5
5	19,7	27	15,6	0,25	0,32	0,16	0,16	0,57	0,95	0,77	2x10 ⁻⁷	0,023	20	0,014	8,1
7	19,7	27,1	16	0,23	0,33	0,19	0,14	0,31	0,91	0,7	3,15x10 ⁻⁷	0,022	19	0,012	8,7
9	19,6	27	15,6	0,25	0,3	0,17	0,13	0,65	0,96	0,73	1,86x10 ⁻⁷	0,02	18	0,014	8
11	19,8	27	15,9	0,24	0,33	0,2	0,13	0,34	0,95	0,71	1,7x10 ⁻⁷	0,02	19	0,015	8,4
13	19,7	26,9	15,6	0,26	0,33	0,19	0,14	0,51	0,98	0,73	2,3x10 ⁻⁷	0,021	20	0,015	8,5
15	19,2	27	15	0,27	0,34	0,2	0,14	0,52	0,94	0,81	2,5x10 ⁻⁷	0,022	21	0,016	8,6
17	18,9	27	14,7	0,27	0,33	0,17	0,16	0,63	0,88	0,84	—	—	—	—	—
19	18,8	27	14,6	0,29	0,32	0,16	0,16	0,82	0,94	0,86	—	—	—	—	—
21	18,9	27,1	15,6	0,2	0,37	0,18	0,19	0,12	0,75	0,74	—	—	—	—	—
Площадка Е															
1	18,7	27	15,4	0,22	0,41	0,19	0,22	0,13	0,79	0,75	1,37x10 ⁻⁸	0,019	18	0,019	9,5
3	18,6	27,2	15	0,24	0,43	0,2	0,23	0,18	0,81	0,81	1,42x10 ⁻⁹	0,017	19	0,023	12,2
5	19	27,4	15,4	0,24	0,41	0,19	0,22	0,23	0,85	0,78	2,1x10 ⁻⁸	0,02	20	0,024	12,7
6	19,2	27,2	15,3	0,25	0,2	0,18	0,22	0,32	0,88	0,78	1,92x10 ⁻⁸	0,022	20	0,025	13
7	18,9	27	15,4	0,23	0,34	0,18	0,16	0,31	0,82	0,76	2,3x10 ⁻⁷	0,017	22	0,024	12,5
9	19,3	26,9	15,4	0,25	0,32	0,19	0,13	0,45	0,9	0,75	2,1x10 ⁻⁷	0,019	21	0,023	12
10	19,6	26,8	15,3	0,27	0,33	0,21	0,12	0,52	0,96	0,76	2,15x10 ⁻⁷	0,025	20	0,022	12,5
12	19,8	26,9	15,3	0,3	0,34	0,24	0,1	0,6	1	0,75	1,8x10 ⁻⁷	0,023	21	0,021	12
13	19,1	26,8	14,7	0,39	0,33	0,22	0,11	0,66	0,94	0,83	1,6x10 ⁻⁷	0,024	20	0,02	11
14	19,4	26,8	14,6	0,3	0,34	0,23	0,11	0,66	0,99	0,83	1,32x10 ⁻⁷	0,023	21	0,019	11,5

систенции с редким включением гравия, мощность слоя в среднем около 7 м. С глубины 13—14 м залегают галечники с включением глины (табл. 1.2).

Площадка Г сложена слоем четвертичных суглинков мягко- и тугопластичной консистенции мощностью 14 м. Ниже залегают гравийно-песчаные отложения, песчаник (см. табл. 1.2).

Площадка Д сложена четвертичными суглинками и глинами, консистенция которых изменяется от полутвердой, тугопластичной до мягко- и текучепластичной. Мощность слоя суглинков и глин 24—25 м. Ниже залегают коренные породы, представленные аргиллитами. Грунтовые воды находятся на глубине 2,5—3,5 м.

Физико-механические свойства грунтов, отобранных через 1,5—2 м на глубину до 22 м, приведены в табл. 1.3. На данной площадке были испытаны свайные фундаменты из свай сечением 30х30 см, длиной 12 м.

Площадка Е представлена древнечетвертичными и верхнепермскими отложениями. К древнечетвертичным отложениям, которые приурочены к III и IV надпойменным террасам р. Камы, относятся глины, суглинки, гравийные отложения; к верхнепермским — аргиллитоподобные глины. Мощность суглинков и глин 14 м. Их консистенция изменяется от тугопластичной до полутвердой (см. табл. 1.3). Грунтовые воды приурочены к песчано-гравийным отложениям. На данной площадке были испытаны свайные фундаменты из свай сечением 30х30 см, длиной 6 и 12 м.

Площадка Ж сложена мелкозернистыми песками средней плотности. Мощность слоя 15—16 м. Ниже залегают гравийно-галечниковые отложения, песчаники.

Кроме натурных опытов в полевых условиях были проведены исследования с мало- и крупномасштабными свайными фундаментами на экспериментальных площадках и в лаборатории. В лаборатории опыты проводились в грунтовом лотке размером в плане 1,4х2 м. Основанием служил однородный пылеватый песок рыхлого сложения, средней плотности и плотный. Песок рыхлого сложения был получен в результате просеивания на наборе сит с высоты 20 см, песок средней плотности и плотный — путем уплотнения слоев толщиной по 10 см до рабочего значения объемной массы грунта, соответствующей 1,75—1,8 т/м³ для песка средней плотности и 1,9—1,95 т/м³ — для плотного. Угол внутреннего трения песка средней плотности составлял 26°. Гранулометрический состав грунта: частиц крупнее 1 мм — 2,45%; крупнее 0,5 мм — 20,35%; крупнее 0,25 мм — 24,2%; крупнее 0,1 мм — 27%, крупнее 0,05 мм — 26%.

В связи с тем что в процессе экспериментов изменяются плотность и влажность грунта, после каждой серии опытов грунт из лотка извлекали, а затем вновь укладывали, уплот-

няя до получения необходимой объемной массы, и одновременно увлажняли до первоначальной влажности (16—17%). Это позволило провести все опыты в грунте примерно одинаковой плотности и влажности и получить более достоверные результаты.

Для оценки точности результатов измерений определяли среднеквадратичную погрешность отдельных измерений, среднеквадратичную погрешность результата серии измерений, абсолютную и относительную погрешности. Коэффициент надежности был принят 0,95. Для обеспечения достоверности результатов опыты проводились с пяти-шестикратной повторяемостью.

1.2. ИЗМЕНЕНИЕ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ И ТИКСОТРОПНОГО УПРОЧНЕНИЯ В ГРУНТАХ ВОКРУГ СВАЙ

При работе свай в водонасыщенных глинистых грунтах большое значение имеют изменение давления в поровой воде и скелете грунта, восстановление нарушенной структуры и упрочнение грунта под действием возникших напряжений при забивке свай. Эти процессы оказывают существенное влияние на несущую способность свай и изменение сил трения по боковой поверхности во времени.

При погружении свай в водонасыщенный глинистый грунт происходит вытеснение грунта в сторону под действием весьма значительных, но кратковременных усилий. Грунт уплотняется за короткий промежуток времени. Пористость грунта уменьшается, однако заключенная в порах вода не успевает отфильтровываться, что приводит к объемному сжатию грунта и защемленным в нем пузырькам воздуха, а следовательно, к появлению повышенного давления поровой жидкости, особенно в межсвайном пространстве. После забивки свай наблюдается релаксация тотальных напряжений до определенного значения, поровое давление рассеивается до гидростатического давления, а давление в скелете грунта возрастает до постоянной величины.

Когда поровое давление равно нулю, т.е. грунт приходит в статическое состояние, силы трения по боковой поверхности достигают максимального значения. Наряду с этим происходят тиксотропные изменения в грунте, которые состоят из двух противоположных, неразрывно связанных и обратимых процессов — разупрочнения и упрочнения.

Разупрочнение происходит в результате нарушения структурных связей скелета грунта при забивке свай и проявляется в виде размягчения и разжижения грунта.

Тиксотропное упрочнение обусловлено развитием в грунте новых структурных связей вследствие увеличения их числа в

единице объема при уплотнении грунта сваями и упрочнения грунта под действием возникших напряжений. Исследованиями, проведенными Б.М. Гуменским (1965), установлено, что тиксотропное упрочнение грунтов может достигать значительных величин и зависит от объемной массы грунта, консистенции, минералогического состава и других факторов. Тиксотропное упрочнение и консолидация грунтов неразрывно связаны между собой. Сваи, забитые в водонасыщенные грунты, достигают полной несущей способности после окончания этих процессов.

При изучении процессов, происходящих в глинистых грунтах вокруг свай и в активной зоне, необходимо рассматривать два периода:

изменение поровых и эффективных напряжений и тиксотропное упрочнение грунтов вокруг свай от давлений, возникающих в результате погружения свай, увеличение несущей способности свай во времени;

консолидация грунта в активной зоне от переменной нагрузки на сваю в период строительства и постоянной нагрузки после окончания строительства.

Исследования процессов, протекающих в глинистых грунтах вокруг одиночных свай и свай в составе ленточных свайных фундаментов, проводились авторами на специальных экспериментальных площадках А, В, Д, Е, а исследования увеличения несущей способности свай во времени — как на экспериментальных площадках, так и на площадках массового строительства Главзападуралстроя.

Для исследования изменения порового и общего давлений в глинистых грунтах вокруг свай и в активной зоне были изготовлены специальные мессдозы порового и общего давлений.

Первоначально были проведены исследования на модельных свайных фундаментах в лабораторных условиях с грунтом нарушенной структуры, а затем в полевых условиях тоже на модельных свайных фундаментах в грунтах ненарушенной структуры. На рис. 1.1 приведены результаты исследований изменений общих, поровых и эффективных давлений по боковой поверхности и в массиве грунта вокруг одиночных свай и свай фундаментов. Из рис. 1.1, а видно, что тотальные и поровые давления в верхней части незначительные и с глубиной увеличиваются. Исследования показали, что тотальные и поровые давления вокруг свайных фундаментов значительно выше, особенно в межсвайном пространстве, чем у одиночных свай. По мере удаления от свай давление падает. На расстоянии $6d$ от одиночных свай дополнительное давление поровой жидкости не обнаружено, а у кустов из девяти свай оно составляет 30—35% давления у боковой поверхности свай.

На рис. 1.1, б приведены результаты изменений во време-

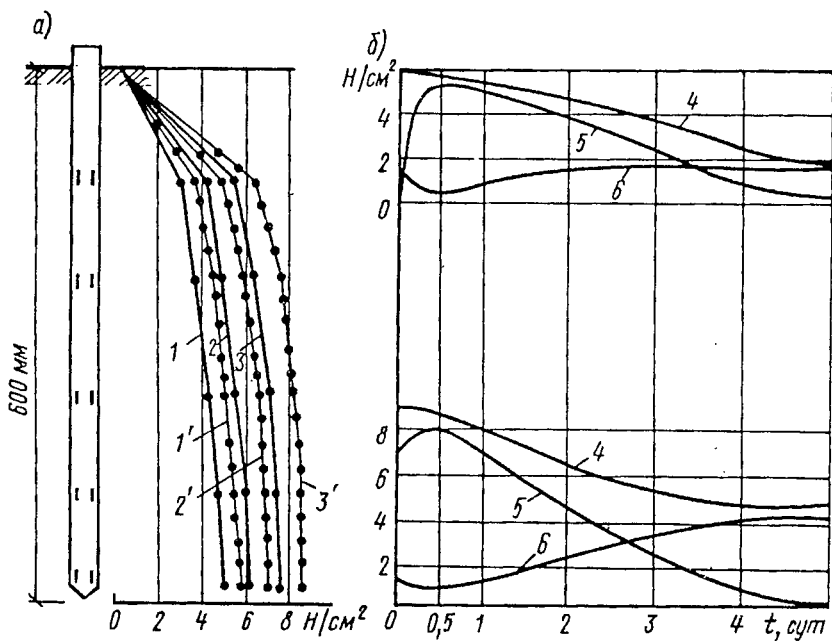


Рис. 1.1. Изменение порового, общего и эффективного давления у фундаментов из девяти свай через 2 ч после их забивки (а) и у куста из девяти свай в межсвайном пространстве (б) во времени

1, 2, 3 — поровое давление на границе "свая-грунт" у одиночной сваи, около куста из девяти свай, в межсвайном пространстве; 1', 2', 3' — то же, общее давление; 4, 5, 6 — общее, поровое, эффективное давление

ни тотальных, поровых и эффективных давлений у куста из девяти свай. Как видим, тотальные давления в течение времени релаксируются до постоянных значений. Поровые давления несколько увеличиваются в начальный период, а затем рассеиваются почти до гидростатического. По мере рассеивания порового давления происходит увеличение эффективных давлений, которые возрастают до стабилизированных значений. С ростом эффективных давлений происходит увеличение сил трения по боковой поверхности свай во времени. Анализ результатов многочисленных экспериментальных исследований по выявлению закономерностей распределения сил трения по боковой поверхности показывает, что распределение сил трения по боковой поверхности свай зависит от жесткости свай и их длины, грунтовых условий, величины осадки и других факторов.

Для проведения исследований изменения давления в поровой жидкости от забивки сваи и во времени на экспериментальных площадках А, Б в грунт забивали сваи длиной

5—9 м, сечением 30х30 и 35х35 см; сваи объединяли в свайные кусты из 4, 6, 9 свай с расстоянием между сваями, равным трем диаметрам сваи (3*d*). В состав фундаментов включались тензометрические железобетонные сваи.

Показания мессдоз снимали перед забивкой свай и в процессе их забивки. В первые 4 ч после забивки показания мессдоз снимали каждые 15 мин, а в последующие 4 ч — через 30 мин. В оставшиеся 16 ч до конца суток показания снимали каждый час. В течение 60 сут показания датчиков снимали каждый день с помощью цифрового тензометрического моста ЦТМ-5, который позволил кроме цифровых показаний пишущей машинки "Консул" получить с помощью перфоратора эти же показания на перфоленте, поступающей для обработки в машину СМ-4.

При исследовании порового давления у одиночных тензосвай и куста из четырех тензосвай получили, что после забивки свай появляется дополнительное давление поровой жидкости, которое меняется в зависимости от глубины погружения и количества погружаемых свай. Поровое давление у одиночной сваи с $0,9 \text{ кН/см}^2$ при глубине погружения сваи на 1,2 м возросло до 19 кН/см^2 при погружении сваи на 4 м.

Поровое давление, замеренное до забивки свай, в центре будущего куста из четырех свай составляло 0,045 МПа на глубине 1,2 м и 0,08 МПа на глубине 4 м. Через день после забивки свай поровое давление на глубине 1,2 м составило 0,16 МПа, а на глубине 4 м достигло 0,34 МПа. При погружении свай глинистый грунт вытесняется в стороны под действием весьма значительных, но кратковременных усилий. Грунт уплотняется за очень короткий промежуток времени. Пористость его уменьшается, однако заключенная в порах вода не успевает отфильтроваться, что приводит к объемному сжатию грунта и защемленных в нем пузырьков воздуха и, следовательно, к появлению повышенного давления поровой жидкости, особенно в межсвайном пространстве.

Поровое давление в центре куста из четырех свай (рис. 1.2) возросло после забивки приблизительно в 4 раза и почти полностью рассеялось через 45 сут.

С течением времени происходит релаксация напряжений, избыточное давление в поровой воде рассеивается, давление в скелете грунта возрастает (рис. 1.3) до стабилизированного значения, а силы трения по боковой поверхности достигают максимального значения. Одновременно с рассеиванием порового давления происходит тиксотропное упрочнение грунта. Сваи, забитые в водонасыщенные глинистые грунты, достигают максимальной несущей способности по боковой поверхности после окончания процесса фильтрационной консолидации и тиксотропного упрочнения.

На площадке *Д* проводились исследования изменения порового давления по боковой поверхности свай и на различном

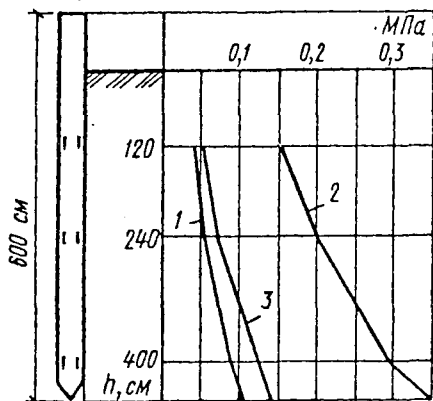
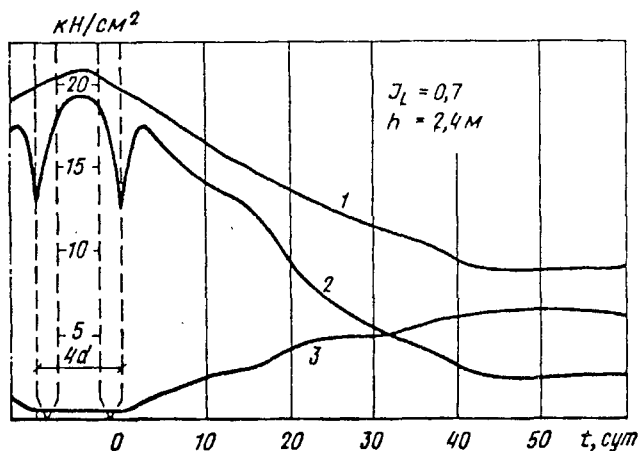


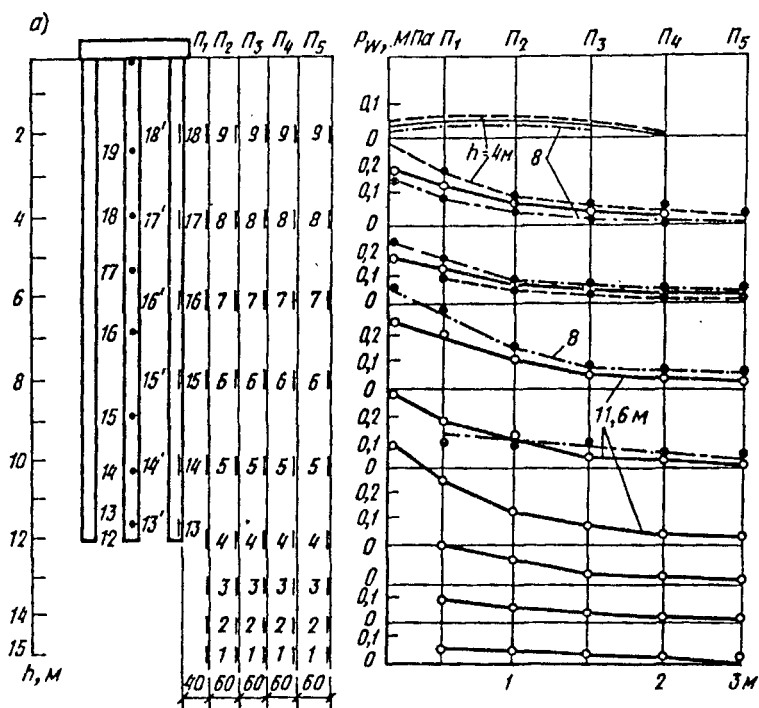
Рис. 1.2. Изменение порового давления в центре куста из четырех свай до их забивки (1), после забивки (2) и через 60 сут (3)

Рис. 1.3. Изменение общего (1), порового (2) и эффективного (3) давлений у границы фундамента из четырех свай



расстоянии от свай в процессе ее погружения в составе одно-рядного свайного фундамента (рис. 1.4, а). Замеры проводились при глубине погружения 4, 8, 12 м.

Исследования показали, что поровое давление в грунте достигает максимального значения в момент прохождения острием свай уровня расположения мессдоз порового давления, а после прохождения этого уровня поровое давление несколько снижается. Это объясняется тем, что в плоскости острия перемещается уплотненное грунтовое ядро, которое создает максимальное уплотнение окружающего грунта. Ствол свай выше острия не создает дополнительного уплотнения, а колебания свай в процессе забивки приводят к образованию микрозора между боковой гранью свай и грунтом, вследствие чего снижаются напряжения. При забивке свай дополни-



б)

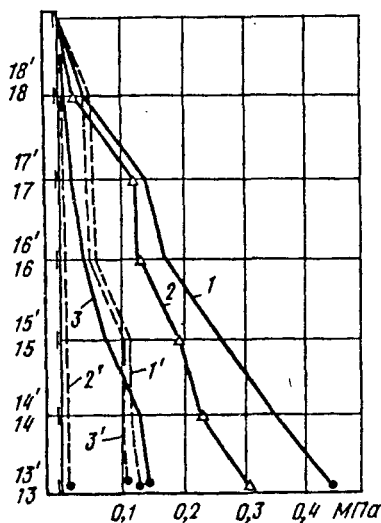


Рис. 1.4. Распределение давлений по боковой поверхности свай в процессе ее погружения в составе однорядного свайного фундамента (а) и после погружения (б) (h — глубина погружения свай)
1 и 1' — кривые порового и эффективного давления сразу после погружения свай и через 60 сут; 2 и 2' — кривые порового давления после погружения свай и через 60 сут; 3 и 3' — кривые эффективного давления после погружения свай и через 60 сут

тельное поровое давление возникает на расстоянии до 3 м от свайного фундамента и под сваями на глубину 2—3 м. На рис. 1.4, б приведены результаты замера порового, тотального и эффективного давления по боковой поверхности сваи после ее погружения.

1.3. УВЕЛИЧЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВО ВРЕМЕНИ ПРИ ИХ РАБОТЕ В ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

Многочисленные лабораторные и полевые исследования показали, что по мере консолидации и тиксотропного упрочнения глинистых грунтов происходит увеличение несущей способности свай во времени.

С целью изучения закономерностей увеличения несущей способности свай во времени при их работе в глинистых грунтах были проведены статические испытания свай длиной 5—12 м на специальных экспериментальных площадках и в районах массовой застройки Перми. Испытания проводились в глинистых грунтах мягко- и тугопластичной консистенции, в некоторых случаях с прослойками текучепластичной консистенции. "Отдых" сваям давался от 1 до 55—60 сут. Была испытана 91 свая.

На первом этапе были проведены исследования увеличения несущей способности свай и свайных фундаментов на моделях.

Согласно методике, ранее изложенной, проведены испытания одиночных свай и фундаментов из 4, 6, 9, 16, 25 свай. На рис. 1.5, а приведены графики "осадка—нагрузка" одиночных свай и на основе этих графиков построена кривая изменения несущей способности одиночных свай во времени (рис. 1.5, б), которая показывает, что первые 6 сут происходит быстрый рост несущей способности, а к 20—25 сут этот рост затухает. Испытания фундамента из четырех модельных свай, забитых на той же площадке, проводились в том же порядке, так же построены графики "нагрузка—осадка" в зависимости от сроков испытания (рис. 1.6, а) и на основе этих графиков построена кривая изменения несущей способности свайных фундаментов во времени (рис. 1.6, б). Если ее сопоставить с кривой (см. рис. 1.5, б) изменения несущей способности одиночной сваи, то можно заметить, что они подобны, только у куста время увеличения несущей способности больше. Подобным образом были испытаны фундаменты из 6, 9, 16, 25 свай и построены кривые изменения несущей способности (рис. 1.7, 1.8).

При сопоставлении этих кривых установлено, что у фундаментов с количеством свай 9, 16, 25 наблюдается скачкообразный рост несущей способности во времени. Первоначально

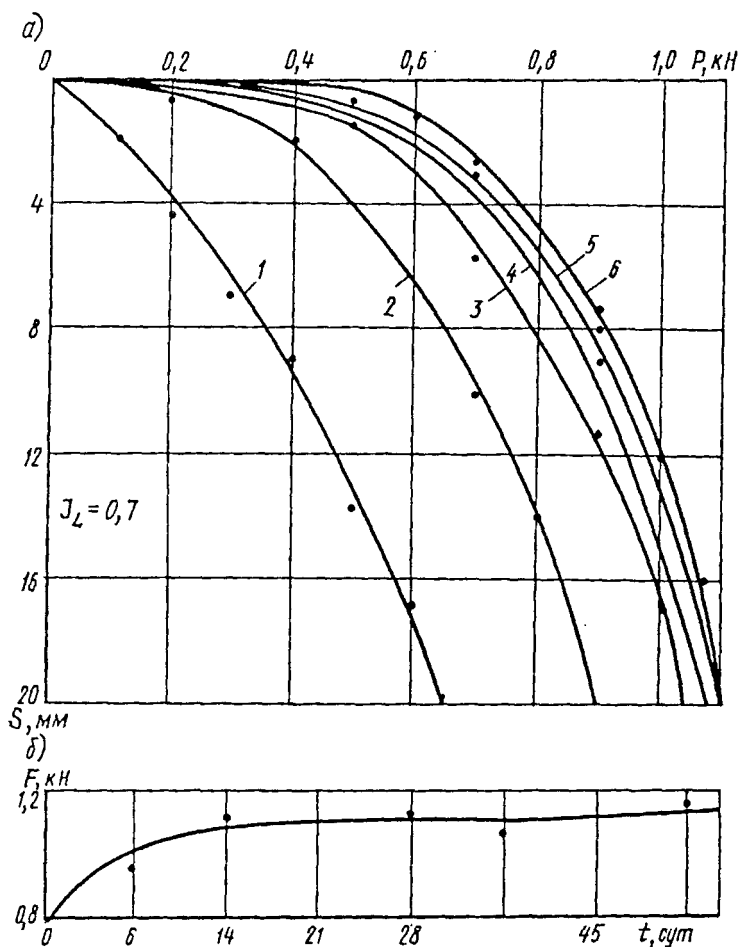


Рис. 1.5. Результаты статических испытаний одиночных свай (а) и изменение их несущей способности во времени (б)

1 — сразу после забивки; 2, 3, 4, 5, 6 — после забивки соответственно через 3, 14, 21, 28, 45 сут.

в течение 6—7 сут. происходит резкое увеличение несущей способности, а затем наступает спад роста, который продолжается приблизительно неделю у куста из 9 свай и около 10—11 сут. у фундамента из 25 свай. Эту часть кривой мы назвали "площадкой текучести", так как время идет, а увеличение несущей способности почти не происходит. После периода спада наступает период повторного интенсивного увеличения несущей способности, который продолжается при-

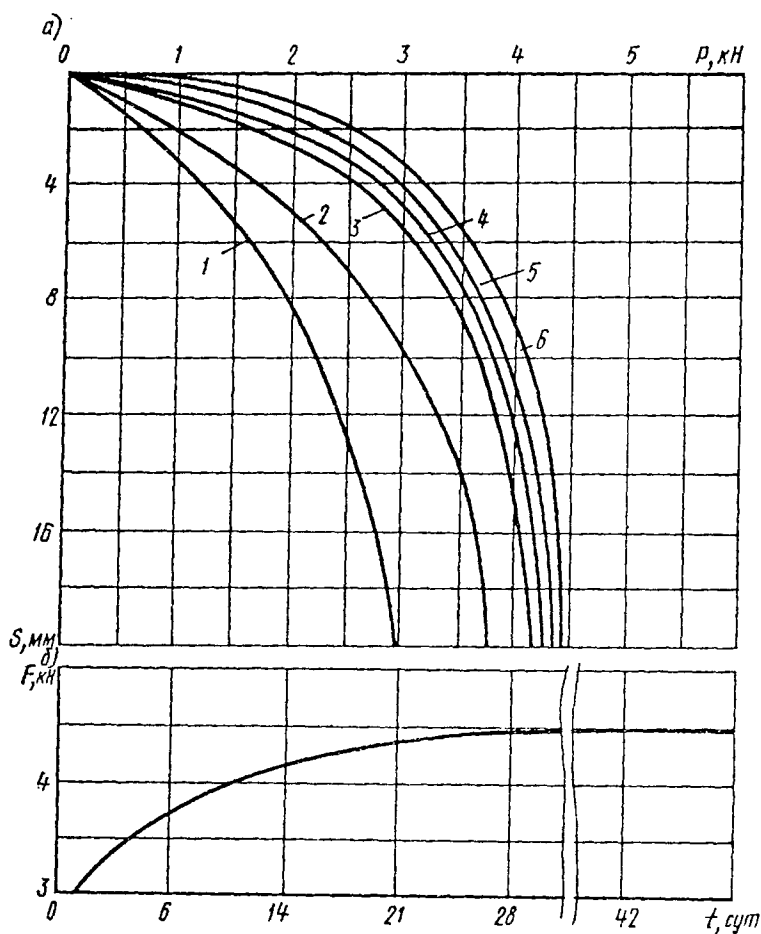


Рис. 1.6. Результаты статических испытаний фундамента из четырех свай (а) и изменение его несущей способности во времени (б)
 1 — сразу после забивки; 2, 3, 4, 5, 6 — после забивки свай соответственно через 6, 14, 21, 28, 45 сут

близительно 6—7 сут. у куста из 9 свай и 10—11 сут у фундамента из 25 свай. Затем происходит медленное затухание роста несущей способности и полностью заканчивается у фундаментов из 9 свай к 40—45 сут и к 60—100 сут у фундаментов из 16—25 свай.

Появление "площадки текучести" объясняется разностью скоростей рассасывания дополнительного порового давления в межсвайном и околосвайном пространстве. Первоначально в течение 6—8 сут рассасывается дополнительное поровое дав-

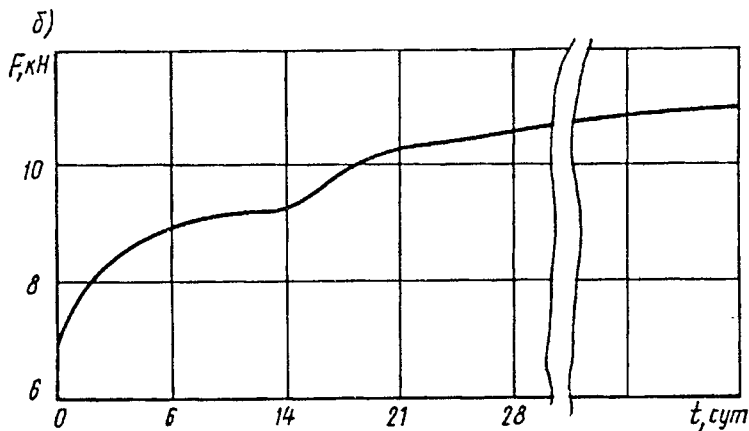
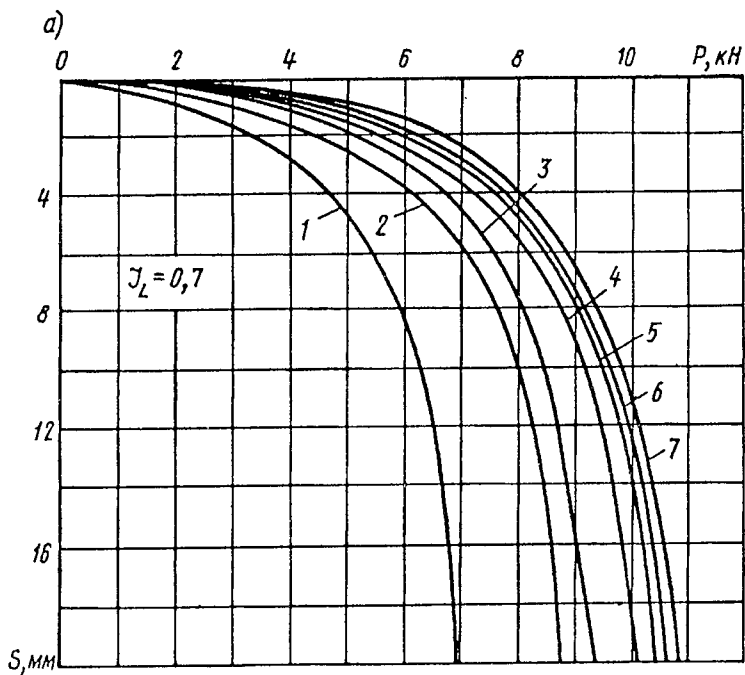


Рис. 1.7. Результаты статических испытаний кустов из девяти свай (а) и изменение их несущей способности во времени (б)
1 — сразу после забивки; 2, 3, 4, 5, 6, 7 — соответственно через 6, 14, 21, 28, 45, 100 сут

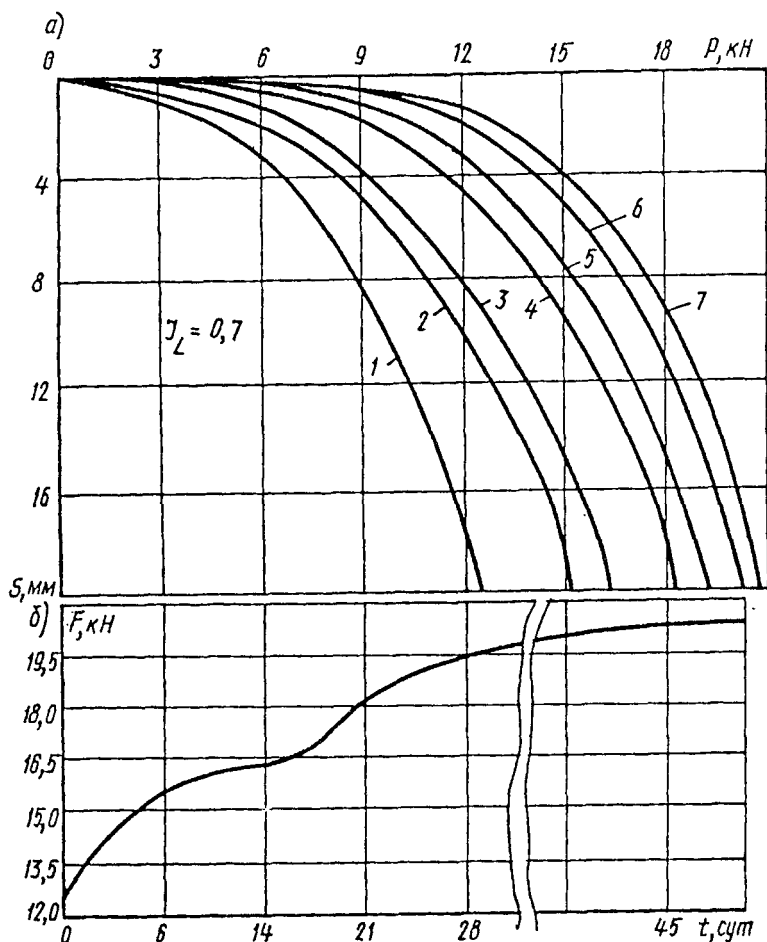


Рис. 1.8. Результаты статических испытаний ленточного фундамента из 16 свай (а) и изменение его несущей способности во времени (б)
 1 — сразу после забивки; 2, 3, 4, 5, 6, 7 — соответственно через 6, 14, 21, 28, 45, 100 сут.

ление в околосвайном пространстве, что приводит к интенсивному увеличению силы трения по наружным граням угловых и средних свай крайних рядов фундамента. Затем дополнительное давление в межсвайном и околосвайном пространствах выравнивается, при этом рост несущей способности незначительный. Со временем дополнительное давление в межсвайном и околосвайном пространствах достигает одинаковой величины и продолжает рассасываться одновременно, что приводит к повторному увеличению несущей способности свайных фундаментов.

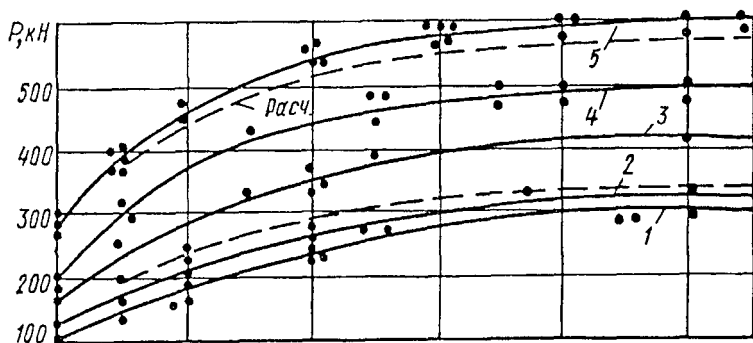


Рис. 1.9. Изменение несущей способности свай во времени

1 — свая сечением 25х25 см, длиной 5 м; 2—5 — сваи сечением 30х30 см, длиной 6, 7, 10 и 12 м

Увеличение несущей способности происходит потому, что при забивке свай в водонасыщенные глинистые грунты возникают дополнительные давления в поровой воде, происходит нарушение структурных связей скелета грунта. С течением времени наблюдается релаксация напряжений, поровое давление падает, а давление в скелете грунта возрастает до стабилизированных значений. Одновременно происходит тиксотропное упрочнение грунта. Оно вызвано развитием в грунте новых структурных связей вследствие увеличения их количества в единице объема при уплотнении грунта сваями и уплотнения грунта под действием возникших напряжений.

После качественной оценки увеличения несущей способности на моделях были выполнены полевые экспериментальные исследования со свайными фундаментами из 4, 6, 9 свай в натуральную величину (длиной 5 м, сечением 30х30 см).

На рис. 1.9 приведены результаты экспериментальных исследований увеличения несущей способности свай длиной 6-12 м во времени. В данных грунтовых условиях увеличение несущей способности длится в среднем 40—45 сут и несущая способность в 2,5 раза выше первоначальной и в 1,4—1,5 раза выше той, которая была бы при "отдыхе" до 6 сут, как это рекомендует СНиП.

1.4. ИЗМЕНЕНИЕ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ, ОБЪЕМНОЙ МАССЫ И СЦЕПЛЕНИЯ ГРУНТА В УПЛОТНЕННОЙ ЗОНЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Как известно, при забивке свай вокруг них образуются области деформации грунта с зонами уплотнения по боковой поверхности и ниже плоскости острия. Для правильного расчета осадок свай и свайных фундаментов, оценки прочности

грунта под сваями необходимо знать изменение модуля деформации, объемной массы, сцепления и угла внутреннего трения грунта в процессе забивки свай.

Для определения свойств грунтов в уплотненной зоне производили бурение скважин и откопку свай, отбирая монолиты и исследуя физико-механические свойства грунтов в лаборатории, а также осуществляли зондирование с замером удельного сопротивления грунта прониканию конуса. Бурение скважин и зондирование с исследованием грунтов производили до и после забивки свай на различном расстоянии от оси фундамента и между сваями ленточных свайных фундаментов.

На экспериментальной площадке Г для установления изменения свойств грунтов были пробурены скважины на глубину 12—14 м и отрыты два шурфа — один размером в плане 2,2х1,4 м, глубиной 7,5 м; другой — 3х1,4 м, глубиной 8 м. Для уточнения инженерно-геологических условий были пробурены контрольные скважины на расстоянии 8—10 м от опытных свай и ленточных свайных фундаментов. Это позволило исключить влияние забивки свай и загрузки фундаментов на физико-механические свойства грунтов контрольных скважин. Монолиты грунта из скважин отбирали грунтоносом через 1 м по глубине. Опытные скважины для исследования изменения свойств грунтов в результате забивки и испытания свай и свайных фундаментов располагали на расстоянии 0,5; 1; 1,5; 2; 2,5; 3 м от свай. Шурфы были отрыты около одиночной сваи и ленточного свайного фундамента.

Монолиты грунта отбирали из опытных скважин и шурфов через 1 м по глубине до плоскости острия, а ниже — через 0,3—0,5 м. С каждой отметки отбирали два-три образца. При отборе образцов стремились сохранить природную влажность, структуру и свойства грунтов, приобретенные в результате забивки свай. После отбора образцов, упаковки их и доставки в лабораторию определяли основные физико-механические свойства с трехкратной повторяемостью. По мере откопки шурфов изучали деформации грунта около свай и между сваями ленточных свайных фундаментов.

Исследованиями установлено, что при забивке свай в четвертичные суглинки мягко- и тугопластичной консистенции со степенью водонасыщения 0,75—0,82 области деформации грунта в горизонтальном направлении достигают 6—7d для одиночных свай и 10—11d для ленточных свайных фундаментов. В плоскости острия одиночных свай образуются уплотненные зоны грунта на глубину 3—3,5d, под ленточными свайными фундаментами мощность уплотненной зоны грунта достигает 4—5d.

В зависимости от изменения физико-механических характеристик грунта вокруг свайного фундамента нами выделено несколько зон.

Первая зона — внутри фундамента, наружная граница проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда. Объемная масса скелета грунта на 26—27% выше природной и равна $1,68 \text{ т/м}^3$. Сцепление C возросло в 3 раза и достигло $0,072 \text{ МПа}$.

Вторая зона расположена в межсвайном пространстве крайнего ряда свай фундамента. Объемная масса скелета грунта на 20—22% выше природной и равна $1,61 \text{ т/м}^3$. Сцепление C возросло в 2—2,5 раза и достигло $0,048 \text{ МПа}$.

Третья и четвертая зоны расположены в околосвайном пространстве с радиусами соответственно $2-3d$ и $5-7d$. Объемная масса скелета грунта на 10—12% и 6—7% выше природной и соответственно равна $1,47 \text{ т/м}^3$ и $1,42 \text{ т/м}^3$. Сцепление близко к природному.

Пятая зона не имеет четкой границы и не оказывает влияния на несущую способность свайного фундамента, грунт из уплотненного состояния этой зоны постепенно переходит в природный.

Лабораторные исследования помогли установить, что зоны уплотнения водонасыщенного глинистого грунта зависят от первоначальной плотности грунта, метода погружения сваи и некоторых других факторов. Размеры зон уплотнения грунта зависят от количества свай в фундаменте, расстояния между сваями, сечения свай, природного коэффициента пористости грунта. Аналитический метод расчета размеров зон уплотнения вокруг свайных фундаментов приведен в гл. 5.

Опытами также установлено, что при забивке свай значительно увеличивается модуль деформации грунта в уплотненной зоне. Под одиночными сваями модуль деформации грунта в пределах глубины $3,5-4d$ увеличился с 12 до 46 МПа в плоскости острия свай.

При загрузке свай нагрузкой происходит уплотнение грунта в активной зоне, а следовательно, и увеличение модуля деформации: дополнительное уплотнение грунта и увеличение модуля деформации распространились на глубину до 3 м ниже плоскости острия свай. Под ленточным свайным фундаментом изменение модуля деформации грунта вследствие забивки свай отмечалось на глубине до $6-7d$ (48 МПа в плоскости острия и 13 МПа на нижней границе уплотненной зоны), а после испытания свайного фундамента увеличение модуля деформации грунта наблюдалось на глубине до 5 м ($16d$).

Исследованиями установлено, что области деформации для различных грунтов различны. При забивке свай на площадке А в водонасыщенные грунты (степень водонасыщения $0,93-1$) зоны уплотнения грунта были незначительны ($2,5-3d$), так как скорость фильтрации воды мала по сравнению со скоростью внедрения свай. В данном случае возникает значительное поровое давление и наблюдается некоторое

разупрочнение грунта. С течением времени происходит уплотнение грунта, и зоны уплотнения увеличиваются.

На площадке *Д* были произведены статическое зондирование грунтов до забивки и после забивки свай и испытание однорядного свайного фундамента из свай сечением 30х30 см, длиной 12 м при расстоянии между сваями 3*d*. Исследования показали, что в активной зоне происходит значительное уплотнение грунта, особенно по боковой поверхности свай и в межсвайном пространстве. В результате забивки свай и испытания свайного фундамента уплотненная зона по боковой поверхности достигает 2,4 м (8*d*), а в плоскости острия свай уплотненная зона превышает 3 м.

Лабораторными исследованиями выявлено, что размеры зоны уплотнения песчаного грунта зависят от его первоначальной плотности, длины свай, метода погружения и других факторов. Наиболее интенсивно уплотняются рыхлые пески, а наибольших размеров зоны уплотнения достигают в плотных песках. В результате забивки свай в песок рыхлого сложения объемная масса в уплотненной зоне изменилась от 1,45 до 2,15 т/м³, а в плотных песках — от 1,9 до 2,2 т/м³. Размеры зоны уплотнения грунта ленточных свайных фундаментов зависят от числа рядов свай, расстояния между сваями, их сечения, коэффициента пористости природного грунта E_0 и коэффициента пористости $E_{\min}$ грунта, зажато между сваями.

Анализ образцов грунта из уплотненных зон после забивки свай в составе однорядных и двухрядных свайных фундаментов площадки *Ж* показал, что объемная масса грунта изменяется от 1,78 до 2,3 т/м³, коэффициент пористости уменьшается от 0,6 до 0,44. Ширина зоны уплотнения грунта однорядных свайных фундаментов составила 110—120 см, двухрядных 260—280 см. В плоскости острия грунт уплотнился на глубину до 150 см.

В том случае, когда нет опытных данных о зонах уплотнения грунта вокруг свай ленточных свайных фундаментов, размеры зон уплотнения можно определить по разработанному нами аналитическому методу.

1.5. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛ ТРЕНИЯ ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАЙ ПРИ ИХ РАБОТЕ В СОСТАВЕ РАЗЛИЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Анализ результатов экспериментальных исследований показывает, что характер распределения сил трения по боковой поверхности свай зависит от грунтовых условий, жесткости свай и их длины, расстояния между сваями. Однако большинство исследований относится к одиночным сваям. Для правильного выбора расчетной схемы при определении на-

пряжений и расчете осадок кустов ленточных свайных фундаментов необходимо иметь результаты всесторонних исследований распределения сил трения по боковой поверхности свай при их работе в составе кустов, одно-, двух- и трехрядных свайных фундаментов в зависимости от действующей нагрузки, грунтовых условий, жесткости свай, их длины, расстояния между ними.

Методы электротензометрии позволяют установить трение по боковой поверхности и сопротивление острия непосредственно в процессе погружения свай и при их работе под статической нагрузкой в составе различных свайных фундаментов. Здесь приведены результаты всесторонних исследований распределения сил трения по боковой поверхности свай одно-, двух- и трехрядных свайных фундаментов при их работе в различных грунтовых условиях.

Исследования проводились на площадках А, Б, В, Д, Е, Ж при испытании свайных фундаментов (сваи сечением 25х25 и 30х30 см, длиной 5—12 м) и при испытании маломасштабных свайных фундаментов в суглинках мягкопластичной и тугопластичной консистенции в полевых условиях и в лотке с мелкозернистым песком рыхлого сложения, средней плотности и плотного (сваи диаметром 30 мм, длиной 350, 650 и 1000 мм).

При проведении опытов на площадках А, Б, В в состав ленточных свайных фундаментов включали металлические тензосваи диаметром 30 см, длиной 5—6 м. Сваи состояли из тонкостенных труб с толщиной стенок 4 мм. Площадь сечения оболочки диаметром 30 см равнялась 37 см². При нагрузке на сваю 10 кН напряжения составляли 2,7 МПа. Для наклейки тензорезисторов на внутреннюю поверхность трубы ее разрезали по продольной оси. На каждой половине трубы наклеивали проволоочные тензорезисторы с базой 12 мм, сопротивлением 103 Ом и с базой 20 мм, сопротивлением 200 Ом. В качестве гидроизоляции применяли кабельную мастику — сплав канифоли и битума с добавкой минерального масла. Рабочие датчики наклеивали вдоль оси с шагом 100 см, компенсационные — поперек оси свай с тем же шагом. При сборке сваи сваривали половинки трубы.

Для определения сопротивления грунта на уровне подошвы сваи применяли специальную конструкцию острия тензосваи. Конический наконечник с помощью массивного поршня передавал усилие на дно направляющей втулки, приваренной к фланцу на нижнем конце сваи. На тонкие стенки втулки наклеены тензорезисторы, работающие на растяжение. Во избежание повреждения тензорезисторов при забивке сваи погружали в лидирующие скважины диаметром 127 мм, глубиной 2,5 м. Сопоставления результатов испытаний тензосвай и свай-штампов показали, что лидирующие скважины

практически не влияют на несущую способность и осадки тензосвай. Расхождения составляли 3—5%.

При проведении опытов на площадках *Д* и *Е* были изготовлены железобетонные тензосваи сечением 30х30 см, длиной 6 и 12 м. Для замера напряжений в различных сечениях железобетонных свай были изготовлены специальные тензометры, аналогичные по конструкции тензометрам, примененным в НИИ оснований (Б.В. Бахолдин, Н.Г. Игонькин). После наклейки тензорезисторов тензометры подвергали термобработке согласно рекомендациям (Д.Г. Анкудинов, К.К. Мамаев). Тензометры тарировали в бетонных призмах размером 10х10х30 см и в самих сваях в силовых формах на заводе ЖБК. Перед бетонированием тензометры устанавливали в сваях на арматурные каркасы со строгой фиксацией их в вертикальном положении. Тензометры располагали по длине свай с интервалом 100—200 см в зависимости от длины свай и грунтовых условий площадок. Показания тензорезисторов измеряли автоматическими измерителями деформаций АИД-4, СИИД-2, ЦТМ-5.

По показаниям тензорезисторов в различных сечениях тензосвай и по тарировочному графику можно построить эпюры нормальных напряжений в материале тензосвай. Для определения касательных напряжений вдоль тензосвай принято, что падение напряжений на некотором участке сваи зависит от сил трения, приложенных к поверхности сваи на этом участке, которые, в свою очередь, зависят от деформативной способности сваи и грунта (В.Д. Яблочков, А.А. Бартоломей).

Интересно проследить, как изменяются силы трения по боковой поверхности свай в зависимости от грунтовых условий, длины свай, расстояния между сваями различных ленточных свайных фундаментов.

На рис. 1.10 приведены результаты исследования распределения нормальных напряжений в сваях и сил трения по боковой поверхности свай ленточных свайных фундаментов при их работе в глинистых грунтах мягкопластичной консистенции.

При первых ступенях нагрузок силы трения развивались более интенсивно в верхней части свай. Эпюры касательных напряжений имеют вид кривой второго порядка. При дальнейшем возрастании нагрузки и осадок более интенсивно увеличиваются силы трения в нижней части сваи. При полном развитии сил трения по боковой поверхности свай эпюра касательных напряжений имеет равномерный характер по всей длине свай. У одиночных свай силы трения полностью достигли максимального значения по всей длине при общей осадке сваи 2 см, а при работе свай в составе ленточных свайных фундаментов — при осадке 2,5—4 см. Из эпюр касательных напряжений видно, что силы трения при работе

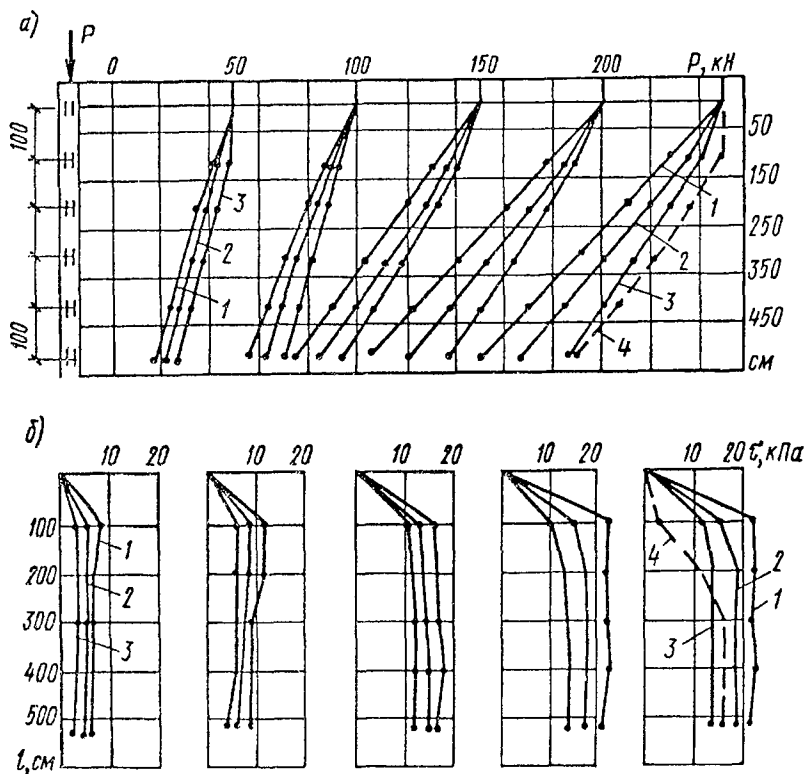


Рис. 1.10. Распределение усилий по длине тензосвай (а) и касательных напряжений вдоль свай (б)

1 — для одиночной свай; 2 — для свай в составе двухрядного свайного фундамента с шагом свай $6d$; 3 — при расстоянии между сваями $3d$; 4 — при включении в работу ростверка

свай в составе ленточных свайных фундаментов (кривые 2, 3) значительно меньше, чем у одиночных свай (кривая 1). Это объясняется тем, что при расстоянии между сваями $3-4d$ грунт между сваями оседает вместе с ними, и силы трения развиваются в основном по наружным граням, в то время как по внутренним (взаимообращенным одна к другой) граням они незначительны.

Несущая способность свай за счет сил трения по боковой поверхности и сопротивления острия, полученная по показаниям тензорезисторов, отличалась от показаний образцового манометра домкрата на 4—6%, т.е. точность измерений составляла 4—6%.

На площадке Д проводились исследования распределения сил трения по боковой поверхности одиночных свай сечением

30х30 см, длиной 12 м и при работе свай в составе однорядных свайных фундаментов. Сваи прорезали суглинок, консистенция которого в верхней части была тугопластичной, полутвердой, в средней части свай — мягкопластичной, а в нижней части и в плоскости острия — тугопластичной. Напластование грунтов оказало существенное влияние на характер эпюр распределения сил трения по боковой поверхности свай. В верхней части свай полная эпюра сил трения имеет вид кривой второго порядка, в средней части наблюдается равномерное распределение сил трения, а в нижней части происходит некоторое возрастание сил трения.

Большой интерес представляют результаты исследований характера распределения сил трения по боковой поверхности одиночных свай и свай в составе однорядных и двухрядных свайных фундаментов для грунтовых условий площадки Е. На данной площадке были испытаны ленточные свайные фундаменты и одиночные сваи длиной 6 и 12 м. Сваи длиной 6 м прорезали глинистый грунт полутвердой консистенции и опирались на суглинок тугопластичной консистенции. Сваи длиной 12 м прорезали глинистые грунты полутвердой консистенции на глубину до 5 м, ниже — суглинки туго- и мягкопластичной консистенции и опирались на суглинки мягкопластичной консистенции.

Для свай длиной 6 м в глинистых грунтах полутвердой консистенции характерно возрастание сил трения с глубиной; максимального значения они достигают в плоскости острия свай. Для свай длиной 12 м характерно распределение сил трения по кривой второго порядка; максимального значения они достигают в середине длины свай на границе перехода грунта из полутвердой консистенции в туго- и мягкопластичную. У одиночных свай длиной 6 м полное развитие сил трения было достигнуто при осадках 4—5 мм, у свай в составе ленточных свайных фундаментов — при осадках 9—11 мм. У свай длиной 12 м максимальное значение сил трения в нижней части было достигнуто соответственно при осадках 13—15 и 20—30 мм. При работе свай в составе однорядных свайных фундаментов силы трения значительно меньше, чем у одиночных свай, и для однорядных свайных фундаментов с шагом свай $3d$ составляют 70% сил трения одиночной сваи, для двухрядных — 43%.

Полевые экспериментальные исследования характера распределения сил трения по боковой поверхности одиночных свай длиной 5—12 м и свай однорядных и двухрядных свайных фундаментов не позволили в полной мере выявить значение сил трения по боковой поверхности ленточных свайных фундаментов (особенно трехрядных) при их работе в различных грунтовых условиях. С целью более полного изучения характера распределения сил трения по боковой поверхности ленточных свайных фундаментов были проведены по-

левые и лабораторные исследования с маломасштабными и крупномасштабными свайными фундаментами в мелкозернистом пылеватом песке рыхлого сложения, средней плотности и плотном, суглинках мягкопластичной и тугопластичной консистенции. Свайные фундаменты состояли из свай диаметром 30 мм, длиной 350, 650 и 1000 мм.

В полевых условиях и в лаборатории в лотке были испытаны одиночные сваи, однорядные свайные фундаменты с шагом свай $3d$ и $6d$, двух- и трехрядные свайные фундаменты с шагом свай $3d$. Данная серия исследований состояла из 75 различных опытов. Каждый опыт повторяли 3—4 раза. Было установлено, что при повторных испытаниях свайных фундаментов в лотке с вновь уложенным песком, уплотненным до рабочего значения объемной массы грунта, результаты измерений отличались на 14—16%. В связи с этим была принята методика параллельных испытаний, т.е. одновременно испытывалось несколько одинаковых и несколько различных фундаментов. Принятая методика позволила получить более достоверные результаты распределения сил трения по боковой поверхности свай различных ленточных свайных фундаментов.

На рис. 1.11 приведены результаты исследований характера распределения касательных напряжений при полном развитии сил трения по боковой поверхности свай различных ленточных свайных фундаментов. Опыты проводились в песчаных грунтах различной плотности и глинистых грунтах различной консистенции. Интенсивности сил трения по боковой поверхности свай представляют собой средние значения результатов трех-четырех опытов с каждым фундаментом.

Из приведенных данных видно, что при работе ленточных свайных фундаментов в песках рыхлого сложения происходит увеличение сил трения с глубиной и эпюры касательных напряжений имеют вид треугольника. Это объясняется тем, что по мере погружения свай в эти грунты происходит наиболее интенсивное уплотнение. Для свай и свайных фундаментов, работающих в песках средней плотности и плотных, характерно распределение сил трения по кривой второго порядка. В суглинках мягкопластичной консистенции происходит равномерное распределение сил трения по длине свай, а в суглинках полутвердых, тугопластичных — по кривой второго порядка.

Опыты с забивными одиночными тензосваями и ленточными свайными фундаментами из свай длиной 5—12 м показали, что подошва вступает в работу при первых ступенях нагрузок. Однако до полной мобилизации сил трения по боковой поверхности сваи доля нагрузки, воспринимаемой острием, возрастает незначительно. После достижения осадок, при которых силы трения имеют максимальное значение, доля нагрузки, воспринимаемой подошвой, постепенно повы-

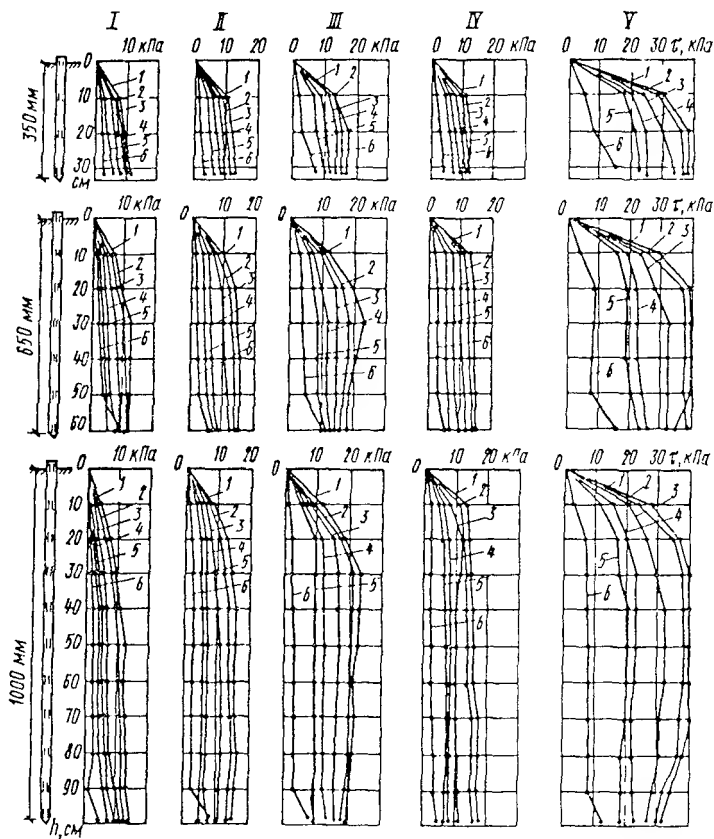


Рис. 1.11. Распределение сил трения по боковой поверхности свай ленточных свайных фундаментов (моделей) (сваи диаметром 30 мм, длиной 350, 650 и 1000 мм) в мелкозернистом пылеватом песке рыхлого сложения (I), средней плотности (II), плотном (III) и суглинках мягкопластичной (IV) и тугопластичной (V) консистенции

1 — для одиночных свай; 2, 3 — для свай в составе однорядных свайных фундаментов с шагом $6d$ и $3d$; 4 — для свай в составе двухрядных свайных фундаментов; 5 — для свай крайних рядов трехрядных свайных фундаментов; 6 — для свай средних рядов трехрядных свайных фундаментов при расстоянии между сваями $3d$

шается. При этом абсолютное значение сопротивления ствола остается практически постоянным. Сопротивление трения развивается с ростом осадок.

При работе свай в составе куста силы трения включаются в работу как бы в два этапа. Первый этап характерен тем, что находящийся в межсвайном пространстве и примыкаю-

щий к сваям грунт оседает вместе со сваями на 10—15 мм. Второй этап включения в работу боковой поверхности отмечен с осадки 30—35 мм и обусловлен тем, что грунт под острием свай уплотнился настолько, что не позволяет вышележащим слоям оседать вместе со сваями. Датчики, расположенные на боковой поверхности свай, при осадке 10—15 мм показали, что произошел как бы "срыв" свайного фундамента, продолжавшийся до осадки 30—35 мм, после чего датчики общего давления стали показывать увеличение сил трения.

Полной несущей способности свайный фундамент достигает при критической осадке, которая в наших экспериментах составляла 4,5—5 см. Под "критическими" осадками понимаются те перемещения, при которых исчерпывается несущая способность грунта. Независимо от нагрузки на фундамент и величины критической осадки по боковой поверхности предельное сопротивление фундамента характеризуется "критическими" перемещениями грунта под острием. Не преодолев сопротивления грунта под острием, не достигнув критической осадки, свайный фундамент может воспринимать увеличение нагрузки. Поэтому можно сказать, что осадки свайного фундамента равны осадке грунта под свайным фундаментом.

На рис. 1.12 приведены результаты исследования распределения сил трения по боковой поверхности свай фундамента из девяти свай и одиночной сваи, испытанных через 6 сут, как требует ГОСТ 5686—78, и через 45 сут, когда в межсвайном и околосвайном пространстве и в активной зоне закончатся процессы фильтрационной консолидации и тиксотропного упрочнения. Из рис. 1.12 видно, что при испытании через 6 сут. наибольшие силы трения у одиночной сваи на 20% больше, чем у сваи фундамента из девяти свай, на 30% больше, чем у средней сваи крайнего ряда, и на 80% больше, чем у центральной сваи.

Испытания через 45 сут. (рис. 1.12, б) показали, что силы трения по боковой поверхности свай возросли — у одиночной сваи на 100%, у угловой сваи на 400%, у средней сваи крайнего ряда на 320%, у центральной сваи на 350%. Силы трения угловых свай стали в 1,5 раза больше, чем у одиночной сваи.

На рис. 1.13 приведено сравнение сил трения по боковой поверхности различных свай фундамента из девяти свай и одиночной сваи. Силы трения у одиночной сваи, полученные при испытаниях через 6 сут, возросли с 10 кН/м² до 20,6 кН/м², у угловых свай — с 8 до 32 кН/м², у средних свай крайних рядов — с 7 до 23 кН/м², центральной сваи — с 2 до 7 кН/м².

На рис. 1.14 приведены результаты исследований сил трения по боковой поверхности одиночной сваи и усредненные показатели сил трения по боковой поверхности свай фунда-

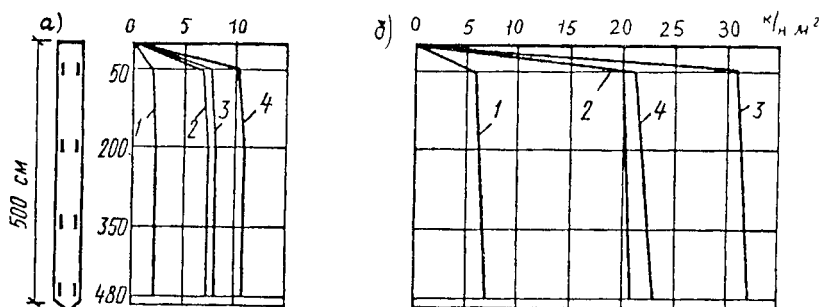


Рис. 1.12. Изменение сил трения различных свай фундамента из девяти свай и одиночных свай через 6 сут (а) и 45 сут (б)
1 — центральная свая; 2 — средние сваи крайнего ряда; 3 — угловые сваи; 4 — одиночные сваи

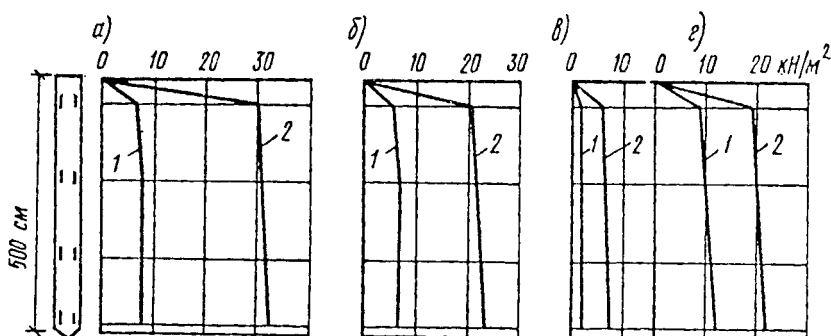


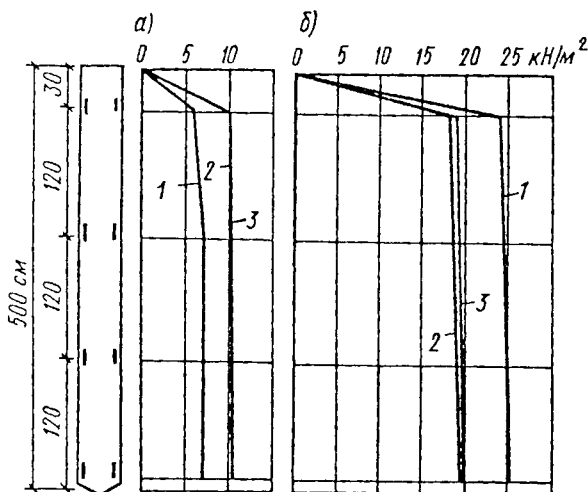
Рис. 1.13. Изменение сил трения по боковой поверхности угловых свай фундамента из девяти свай (а), средних свай крайнего ряда (б), центральных свай (в) и одиночных свай (г)
1 и 2 — соответственно через 6 и 45 сут

ментов из четырех и девяти свай. При испытании через 6 сут. силы трения у одиночной сваи выше, чем у сваи фундамента из четырех и девяти свай. Через 45 сут "отдыха" усредненные силы трения у сваи фундамента из девяти свай выше, чем у одиночной сваи и сваи фундамента из четырех свай.

Для правильного расчета напряжений в активной зоне и осадок ленточных свайных фундаментов необходимо учитывать вид эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности свай. Опыты показывают, что характер распределения сил трения по боковой поверхности зависит от напластования грунтов, длины свай и их жесткости и других факторов.

Рис. 1.14. Изменение сил трения по боковой поверхности свай через 6 сут (а) и 45 сут (б)

1 и 2 — усредненные силы трения свай фундамента из девяти и четырех свай; 3 — силы трения одиночной сваи



На основании проведенных исследований в различных грунтовых условиях и анализа литературных источников установлены следующие основные закономерности распределения сил трения по боковой поверхности свай:

а) в песках рыхлого сложения — по треугольнику с основанием в плоскости острия свай;

б) в песках средней плотности и плотных — по кривой второго порядка с максимальным значением в пределах $1/3$ — $2/3$ длины свай;

в) в глинистых грунтах текуче- и мягкопластичной консистенции — равномерное распределение сил трения, а при наличии в пределах длины верхней половины свай слоев грунта тугопластичной, полутвердой консистенции — по выпуклой кривой второго порядка;

г) в глинистых грунтах тугопластичной, полутвердой консистенции — по кривой второго порядка, параметры которой определены опытным путем.

1.6. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ МЕЖДУ СВАЯМИ ФУНДАМЕНТОВ

На опытных площадках и некоторых объектах строительства Главзападуралстроя были проведены исследования распределения нагрузок между сваями фундаментов. При проведении исследований использованы обычные силовые кольца в виде цилиндров (диаметр 152 мм, высота $h = 50$ мм, толщина стенки $\delta = 6$ мм) с наклеенными на внутренней стороне тензорезисторами марки 2ПКБ-20-200В, которые соединялись в полумостовую схему. Места наклейки тензорезисторов тщательно очищали шкуркой и затем обезжиривали техниче-

ским спиртом. На очищенную поверхность наносили тонкий слой клея ВЛ-931, имеющего наименьшую ползучесть по сравнению с другими клеями, применяемыми для наклейки тензорезисторов. Одновременно наносили тонкий слой клея на тензорезистор. После высыхания первого слоя на цилиндр наносили второй слой клея, на который после просушивания накладывали с поджатием струбциной через бумагу тензорезистор. Для уменьшения ползучести клея осуществлялась его полная полимеризация.

Силовое кольцо помещали в термокамеру, где температура поднималась до 70°C со скоростью 1° в 1 мин и выдерживалась в течение 1 ч. Затем температура повышалась до 140°C и выдерживалась в течение 3 ч. Цикл повторялся 2 раза с постепенным снижением температуры до комнатной. Сверху и снизу силовые кольца закрывали металлическими пластинами размером 300×300 мм и толщиной 20 мм. В пластинах сделаны проточки шириной 6 мм и глубиной 3 мм, в которые вставляются силовые кольца. Для герметичности места соединения кольца с пластинами, а также места вывода проводов из силового кольца от тензорезисторов заделывали специальной шпаклевкой на эпоксидном клее.

Тарировка и обкатка циклическими нагрузками производились на механическом прессе с применением динамометра ДОС-50 перед началом исследований. Перед тарировкой силовые кольца обкатывались циклическими нагрузками, превышающими проектную на 50%. Тарировка колец производилась ступенями по 30 кН до проектной нагрузки, затем теми же ступенями производилась разгрузка. После разгрузки строили тарировочные графики. Все рабочие силовые кольца имели своих "дублеров". Дублеры вторично тарировались при той же температуре, при которой шли испытания, и таким образом получены результаты с ошибкой 7—9%. Силовые кольца, у которых при тарировке показания при загрузке и разгрузке не совпадали, выбраковывались. Перед бетонированием ростверков на сваи устанавливали силовые кольца и при всех испытаниях снимали отсчеты, которые позволили проследить распределение и перераспределение нагрузок при испытании.

Для исследований в грунт в один день были забиты сваи длиной 5 м сечением 30×30 см для двух фундаментов из четырех свай и двух из шести свай, трех фундаментов из девяти свай и четыре одиночные сваи. Сваи для фундаментов были объединены железобетонными ростверками с усиленным армированием. Три сваи фундамента из девяти свай испытаны как одиночные. Несущая способность свай при забивке, согласно динамическим испытаниям, равнялась 64 кН. Через 6 сут несущая способность одиночной сваи равнялась 102 кН. Несущая способность фундамента из четырех свай через 6 сут

составила 360 кН и распределялась между сваями равномерно до 90 кН, что несколько меньше, чем у одиночной сваи.

На рис. 1.15, а приведен график испытания фундамента из девяти свай, из которого видно, что несущая способность куста при осадках $S = 4,5—5$ см равна 810 кН. Средняя несущая способность сваи фундамента равна 90 кН, что несколько меньше, чем у одиночной сваи, и равна усредненной несущей способности сваи фундамента из четырех свай. При испытании фундамента из девяти свай замечено, что при нагрузке 200 кН и осадке, равной 0, все сваи фундамента воспринимают на себя равную нагрузку. С нагрузки $P = 400$ кН и осадки $S = 6$ мм начинается перераспределение нагрузок: угловые сваи воспринимают на себя на 20% больше, чем центральные и средние крайнего ряда. Если сопоставить нагрузку, которую воспринимают угловые сваи, с усредненной в фундаменте, то окажется, что угловые сваи воспринимают 111%, в то время как средние крайнего ряда и центральная воспринимают по 91%.

При нагрузке $P = 600$ кН осадка составила 15 мм, и угловые сваи стали воспринимать по 70 кН; средние сваи крайнего ряда по восприятию нагрузки почти подровнялись с угловыми. Они восприняли по 67 кН, что почти равно усредненной несущей способности сваи фундамента при нагрузке 600 кН. В то же время центральные сваи восприняли только по 50 кН, что на 30% меньше, чем угловая свая.

При нагрузке $P = 800$ кН, которую мы считаем за несущую способность фундамента, осадка составила 32 мм, нагрузка между сваями распределялась следующим образом: угловые сваи — 100 кН, что составляет 110% несущей способности, усредненной на одну сваю фундамента, средняя свая крайнего ряда — 95 кН, центральная свая — 60 кН, что составляет 60% несущей способности угловой сваи. Угловые сваи и средние сваи крайнего ряда воспринимают почти одинаковую нагрузку. С увеличением нагрузки на фундамент и ростом осадок несущая способность угловых свай и средних свай крайнего ряда становится почти одинаковой. В то же время с ростом осадок уменьшается доля в восприятии нагрузки центральной сваи. На рис. 1.15, б показано, что усредненная несущая способность сваи фундамента меньше, чем у одиночной сваи.

При испытании свай, забитых под фундамент с расстоянием $3d$ и испытанных как одиночные, установлено, что наибольшую несущую способность имеет центральная свая $F = 120$ кН, что составляет 120% средней несущей способности сваи фундамента; средняя свая крайнего ряда воспринимает на себя 110 кН, что равно усредненной несущей способности сваи фундамента; угловая свая воспринимает 100 кН, что составляет 91% усредненной несущей способности сваи

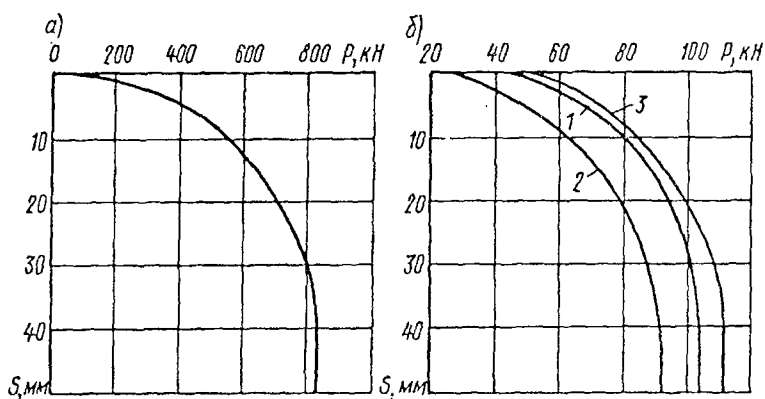


Рис.1.15. Результаты исследований несущей способности куста из девяти свай (а) и одиночных свай (б) через 6 сут

1 — одиночная свая; 2 — усредненная свая фундамента; 3 — усредненная свая в фундаменте, испытанная как одиночная

фундамента. При испытании свай фундамента как одиночных сказывается уплотнение грунта сваями. Поэтому усредненная несущая способность свай фундамента, испытанных как одиночные, больше, чем несущая способность одиночной сваи, так как уплотнение грунта у одиночной сваи меньше, чем у свай фундамента. При испытании через 6 сут несущая способность одиночной сваи больше усредненной несущей способности сваи фундамента.

Если сопоставить несущую способность свай в фундаменте, то можно заметить, что наибольшей несущей способностью обладают угловые сваи, а наименьшей — центральные (рис. 1.16, а). В то же время сваи, испытанные через 6 сут и забитые для свайного фундамента, но испытанные как одиночные, показали, что наибольшей несущей способностью обладают центральные $F = 120$ кН, а наименьшей — угловые $F = 100$ кН (рис. 1.16, б).

Если сопоставить несущую способность центральной сваи фундамента с несущей способностью центральной сваи фундамента, но испытанной как одиночная, то нетрудно заметить, что несущая способность сваи, испытанной как одиночная, в 2 раза больше ($F = 120$ кН) по сравнению с несущей способностью центральной сваи фундамента ($F = 60$ кН). При сопоставлении несущей способности средних свай крайнего ряда можно заметить, что несущая способность свай фундамента, испытанных как одиночные, больше, чем несущая способность таких же свай в фундаменте, на 22% (рис. 1.17, а). А угловые сваи фундамента воспринимают такую же нагрузку, что и испытанные как одиночные (рис. 1.17, б).

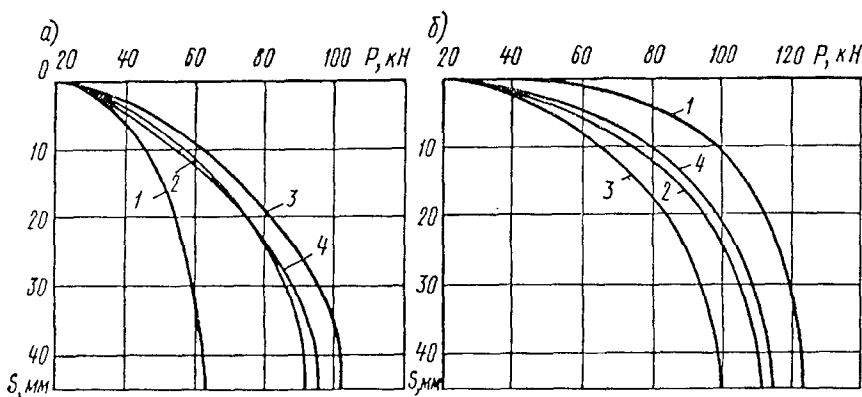


Рис. 1.16. Результаты исследований несущей способности через 6 сут фундамента из девяти свай (а) и свай, испытанных как отдельно стоящие (б)

1 — центральная свая; 2 — средние сваи крайних рядов; 3 — угловые сваи; 4 — усредненная свая фундамента

При испытании второго фундамента из четырех свай через 30 сут получили, что его несущая способность составила $F = 700$ кН, т.е. на 340 кН больше, чем при 6 сут "отдыха". Нагрузка между сваями распределялась равномерно по 175 кН. Несущая способность одиночной сваи, испытанной через 30 сут, составила 160 кН, т.е. на 8% меньше, чем сваи фундамента из четырех свай. Свайный фундамент из девяти свай через 45 сут имел при $S = 38$ мм несущую способность $F = 1800$ кН. Усредненная несущая способность сваи фундамента равна 200 кН.

При испытании фундамента из девяти свай через 45 сут заметили, что при нагрузках 400, 600 кН осадка составила 2 мм и все сваи воспринимают равную нагрузку. Мессдозы на боковой поверхности свай показали, что при этих нагрузках боковая поверхность свай почти не включилась в работу. С увеличением нагрузки увеличивается осадка и при $S = 4$ мм боковая поверхность свай начинает у различных свай фундамента по-разному воспринимать нагрузку в зависимости от расположения свай в фундаменте. Угловые сваи воспринимают 116% усредненной несущей способности сваи фундамента, в то же время центральная свая воспринимает только 79%. Средние сваи крайнего ряда воспринимают также меньшую нагрузку, чем средняя нагрузка на одну сваю. При увеличении нагрузки до 1400 кН закономерность распределения нагрузки сохраняется.

При нагрузке $P = 1800$ кН, которая близка к предельной, угловые сваи восприняли на себя по 230 кН, что на 21% больше, чем средняя свая крайнего ряда, и на 50% больше,

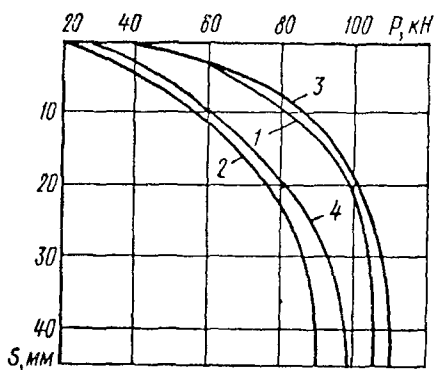


Рис. 1.17. Результаты испытаний несущей способности через 6 сут одиночной сваи (1), средней сваи крайнего ряда (2), средней сваи крайнего ряда, испытанной как одиночная (3), угловой сваи фундамента (4)

чем центральная свая (рис. 1.18, а). Это можно объяснить тем, что у боковой поверхности угловых свай силы трения гораздо больше, чем у остальных свай фундамента.

На рис. 1.18, б показано распределение нагрузки между сваями фундамента через 6 и 45 сут. Наибольшей несущей способностью обладают угловые сваи как при испытании через 6 сут, так и через 45 сут, в то же время центральные сваи в обоих случаях воспринимают меньшую часть нагрузки, чем остальные сваи фундамента.

Для выявления распределения нагрузки между сваями при их работе в составе фундаментов зданий были установлены силовые кольца на головы 16 свай при строительстве 9-этажного дома серии 1-Р-447.

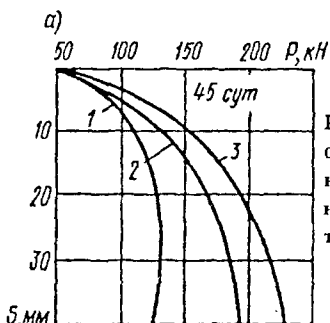
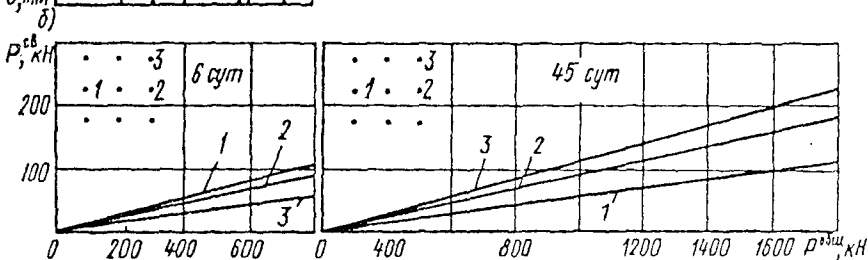


Рис. 1.18. Результаты исследований несущей способности (а) центральной сваи (1), средних свай крайнего ряда (2), угловой сваи (3) и распределение нагрузки между сваями фундамента из девяти свай (б)



Т а б л и ц а 1.4. Фактические нагрузки на сваи
9-этажного дома серии I-P-447

Номера силовых колец	Нагрузка на сваи, кН					
	в период строительства по этажам				после сдачи в экс- плуатацию	
	1-й	3-й	6-й	9-й	на 10.XII 1968	на 1.VI. 1988
1	25	78	171	—	—	—
2	30	79	184	260	290	294
3	31	84	187	—	—	—
4	29	78	180	251	270	272
5	28	79	183	—	—	—
6	27	81	180	250	270	274
7	29	80	185	260	300	313
8	30	91	190	262	—	—
9	31	92	193	263	300	317
10	30	93	195	—	—	—
11	30	91	194	250	302	310
12	31	91	200	—	—	—
13	31	91	200	—	—	—
14	29	87	191	—	—	—
15	30	89	189	260	298	311
16	31	91	193	269	308	312

Нагрузка на сваи замерялась по мере ее возрастания в период строительства и после сдачи здания в эксплуатацию. Следует отметить, что часть колец была выведена из строя в период строительства, два кольца перестали давать показания после окончания строительства. С восьми колец (2, 4, 6, 7, 9, 11, 15, 16) отсчеты снимались в течение 7 лет (табл. 1.4).

Проектная нагрузка на сваю составляла 400 кН, а фактические усилия на сваи составили 272—320 кН, что значительно меньше проектных нагрузок. Действительные нагрузки на сваи не превышают нормативных (без учета снеговой нагрузки). Достоверность полученных результатов проверялась следующим образом. Два кольца были поставлены под длительную нагрузку 400 кН в лаборатории, два кольца вместе с термометром были уложены в ящик в подвале рядом с ростверком. При снятии очередных показаний по всем кольцам эти кольца тарировались повторно при температуре, замеренной в подвале. Кроме того, на экспериментальной площадке В один фундамент был поставлен под длительную нагрузку, поэтому средняя нагрузка на сваи этого фундамента была известна. Средние отклонения по всем контрольным замерам составили 11%. Эта поправка была учтена при определении фактической нагрузки на сваи.

1.7. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ МЕЖДУ ОСТРИЕМ И БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ СВАЙ

Сваи, погруженные в глинистые грунты различной консистенции и пески рыхлые и средней плотности и опирающиеся нижним концом в те же грунты, работают по типу висячих свай. Благодаря развитию осадок за счет деформации сжимаемого грунта под нижним концом сваи воспринимают нагрузку боковой поверхностью и нижним концом.

На рис. 1.19, а показано, как распределяется нагрузка между боковой поверхностью и острием одиночной сваи. Из общей несущей способности $F_{св} = 100$ кН на боковую поверхность приходится 65 кН, на острие — 35 кН, т.е. острие воспринимает 35% общей несущей способности сваи, определенной через 6 сут после забивки. Через 45 сут доля острия в несущей способности одиночной сваи возросла на 10% (рис. 1.19, б).

Испытания фундамента из девяти свай через 6 сут показали (рис. 1.20), что у различных свай фундамента нагрузка между острием и боковой поверхностью распределяется по-разному. Прослеживается закономерность, что боковая поверх-

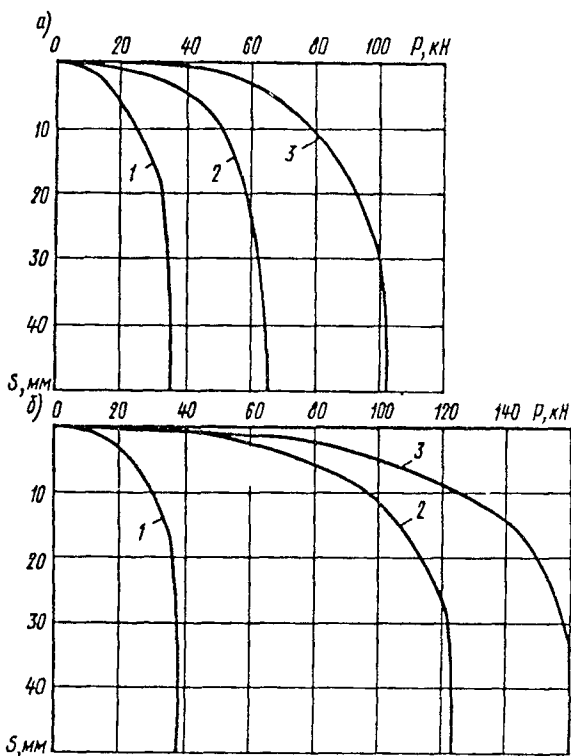


Рис. 1.19. Результаты исследований лобового сопротивления острия и сил трения по боковой поверхности одиночных свай через 6 сут (а) и 45 сут (б)
1 — лобовое сопротивление острия; 2 — трение по боковой поверхности; 3 — несущая способность одиночной сваи

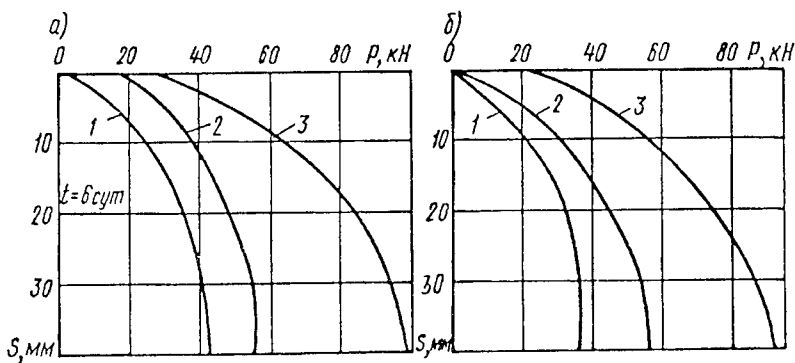
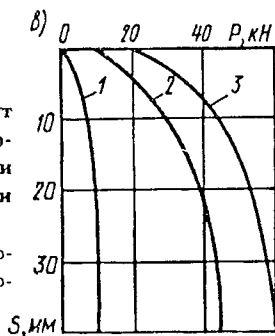


Рис. 1.20. Распределение нагрузки через 6 сут между острием и боковой поверхностью угловой свай (а), средней свай крайнего ряда (б) и центральной свай (в) фундамента из девяти свай

1 — трение по боковой поверхности; 2 — лобовое сопротивление острья; 3 — несущая способность свай



ность у некоторых свай фундамента воспринимает на себя меньшую часть нагрузки, чем острие. На рис. 1.21 сопоставлены нагрузки, которые воспринимают острие и боковая поверхность у различных свай фундамента и одиночной свай через 6 сут отдыха.

Из графиков видно, что острие одиночной свай воспринимает меньшую часть нагрузки, в то время как боковая поверхность у одиночной свай — большую. Это объясняется тем, что в острие свай фундамента происходит наложение зон уплотнения от одной свай на другую, в результате чего грунт в острие свай фундамента получается более плотный. У одиночной свай нет наложения уплотненных зон от других свай, потому и ниже доля нагрузки острья у одиночной свай.

Боковая поверхность одиночной свай воспринимает большую часть нагрузки, чем свая фундамента. Это объясняется тем, что у одиночной свай гораздо быстрее происходит процесс уплотнения грунта за счет фильтрационной консолидации, так как вокруг одиночной свай в грунте коэффициент пористости изменяется незначительно, что способствует более быстрому уменьшению дополнительного давления в поровой жидкости, чем у свай фундамента, где коэффициент пористости грунта уменьшается на 6—8%, что задерживает процесс фильтрационной консолидации.

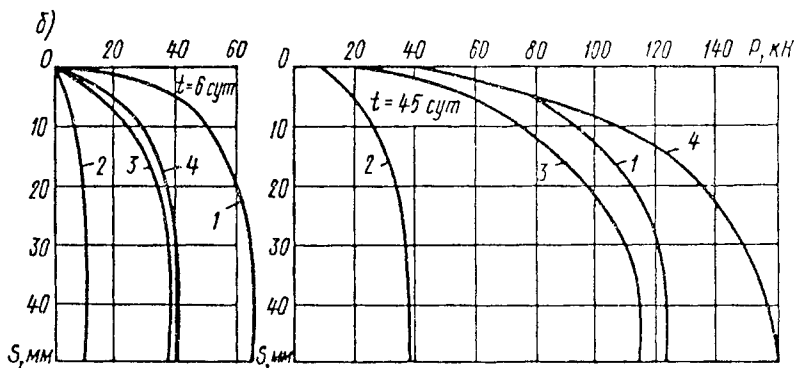
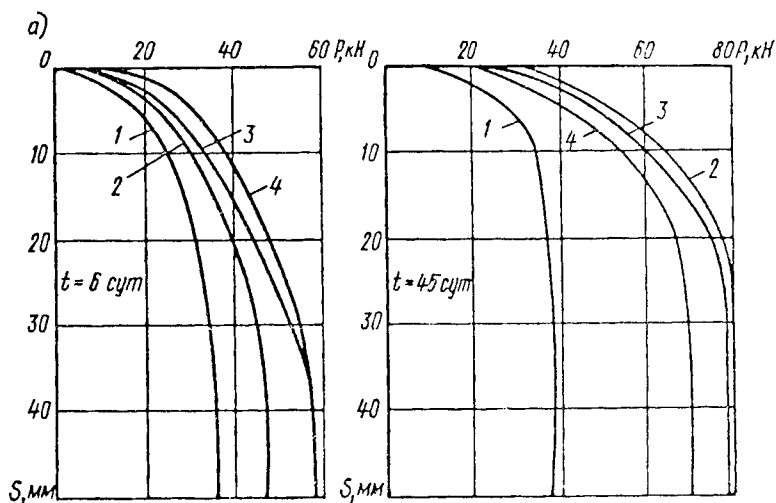


Рис. 1.21. Результаты исследований лобового сопротивления острия (а) и сил трения по боковой поверхности (б) одиночной и различных свай фундамента из девяти свай

1 — одиночная свая; 2 — центральная свая; 3 — средние сваи крайнего ряда; 4 — угловые сваи

На рис. 1.22, а приведен график зависимости осадки от нагрузки для фундамента из девяти свай с расстоянием между сваями $3d$ через 45 сут и отдельно даны зависимости $S = f(P)$ для каждой сваи фундамента (рис. 1.22. б—г) с разделением общей нагрузки между боковой поверхностью и острием. Из графиков видно, что у всех свай, кроме центральной, боковая поверхность воспринимает на себя на 35—50% нагрузки больше, чем острие. У центральной сваи острие вос-

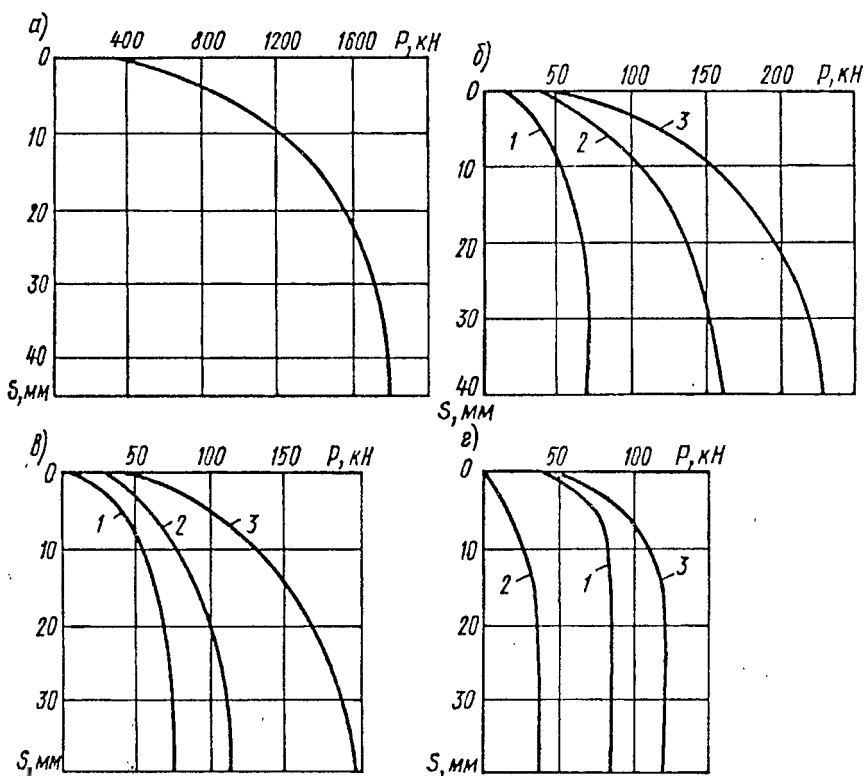


Рис. 1.22. Результаты исследований несущей способности (а), распределения нагрузки по боковой поверхности и острию угловых свай (б), нагрузки между острием и боковой поверхностью средних свай крайнего ряда (в), нагрузки между боковой поверхностью и острием центральной свай (г) фундамента из девяти свай ($t = 45$ сут)

1 — лобовое сопротивление острия; 2 — трение по боковой поверхности; 3 — несущая способность свай

принимает в 2 раза больше нагрузки, чем боковая поверхность. Если сопоставить нагрузки, воспринимаемые острием и боковой поверхностью, у каждой свай фундамента через 6 и 45 сут, то получим, что у угловой свай острие через 45 сут стало воспринимать на себя на 5 кН больше, чем при испытаниях через 6 сут, в то же время боковая поверхность стала воспринимать в 4 раза больше нагрузки, чем при 6 сут "отдыха". У средней свай крайнего ряда острие через 45 сут воспринимает на 36% нагрузки больше, чем при 6 сут "отдыха"; к 45 сут "отдыха" боковая поверхность с 35 кН при 6 сут "отдыха" стала воспринимать 115 кН, что составило

220%; у центральной сваи острие к 45 сут "отдыха" (см. рис. 1.22, а) стало воспринимать нагрузку на 70% больше, чем при 6 сут "отдыха", а боковая поверхность за это же время стала воспринимать нагрузку, в 3,5 раза большую, чем при 6 сут.

Увеличение несущей способности боковой поверхности угловых и средних свай крайнего ряда происходит за счет увеличения удельного трения боковой поверхности. У центральной сваи рост несущей способности острия происходит за счет уплотнения грунта под острием при забивке сваи и при загружении.

1.8. ОСАДКИ И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Основными задачами комплексных экспериментальных исследований были выявление закономерностей развития осадок ленточных свайных фундаментов при расположении свай в один, два и три ряда; установление влияния на осадки фундаментов расстояния между сваями, их длины, грунтовых условий; определение напряжений под ростверками и их роли в несущей способности и развитии осадок фундаментов.

На экспериментальных площадках А, Б, В, Г, Д, Е, Ж были проведены исследования несущей способности и осадок одиночных свай и ленточных свайных фундаментов при расположении свай в один и два ряда (расстояние между сваями 3d и 6d, сваи сечением 25х25 и 30х30 см, длиной 5—12 м).

Кроме опытов с реальными свайными фундаментами были проведены опыты с мало- и крупномасштабными фундаментами (сваи диаметром 30 мм, длиной 350, 650 и 1000 мм) в полевых условиях в глинистых грунтах туго- и мягкопластичной консистенции и в лаборатории в пылеватых песчаных грунтах.

Расположение свай в плане принималось различным, так как в реальных зданиях имеются внутренние продольные стены, а часто и большое число поперечных стен, также опирающихся на сваи. Для установления характера работы таких свайных фундаментов испытывали элементы-секции при различном расположении свай в плане, расстоянии между ними и различной их длине. Нагрузки на свайные фундаменты передавались с помощью гидравлических домкратов грузоподъемностью до 7 т. Для равномерной передачи нагрузки на весь свайный фундамент на сборные ростверки с оголовками устанавливали металлическую раму, которая воспринимала нагрузку от домкратов. С целью получения более достоверных результатов опыты проводились с 4—5-кратной повторяемостью.

Рассмотрим основные результаты исследования осадок и несущей способности ленточных свайных фундаментов.

На площадках А и В были проведены исследования несущей способности и осадок однорядных свайных фундаментов при их работе в мягкопластичных глинистых грунтах. Установлено, что при расстоянии между сваями $6d$ осадки однорядных и двухрядных свайных фундаментов в интервале $1/3—2/3$ предельной нагрузки в 1,5—2 раза больше осадки одиночной сваи. При работе свай в составе однорядного свайного фундамента с шагом $3d$ осадки в 4 раза больше осадки одиночной сваи, а в составе двухрядного свайного фундамента — в 7 раз. Однако при работе свай в составе фундамента не наблюдается резкой потери несущей способности. Осадки возрастают плавно, и в данном случае нельзя выделить предельную нагрузку, как это можно сделать иногда при испытаниях одиночных свай.

Двухрядный свайный фундамент с шагом свай $3d$ был загружен длительной нагрузкой 1800 кН (180 кН на сваю). При обычных испытаниях осадка составляла 50 мм, а через три года полная стабилизированная осадка оказалась равной 80 мм. При повторном нагружении фундамента дополнительной нагрузкой осадка возрастала более плавно, чем при первом испытании. Это объясняется уплотнением грунта активной зоны.

Из приведенных данных видно, что для ленточных свайных фундаментов из висячих свай нагрузку можно принимать по предельно допустимой осадке для зданий, т.е. проектировать эти фундаменты по второму предельному состоянию в соответствии с рекомендациями, изложенными в гл. 4 и 5. В этом случае необходимо проверять напряжения в плоскости острия свай; напряжения в активной зоне не должны превышать несущей способности грунта.

Большой интерес представляют результаты исследования несущей способности и осадок одно- и двухрядных свайных фундаментов с шагом свай $3d$ на площадке Е. На данной площадке были проведены испытания одиночных свай и ленточных свайных фундаментов с длиной свай 6 и 12 м, что позволило установить влияние длины свай и грунтовых условий на развитие осадок, роль ростверка в несущей способности фундаментов. На рис. 1.23, а приведены результаты исследования несущей способности и осадок одиночных свай длиной 6 м (кривая 5) и длиной 12 м (кривая 6), однорядных свайных фундаментов с длиной свай 6 м (кривые 1, 2) и 12 м (кривые 3, 4). Опыты проводились как при отсутствии контакта ростверка с грунтом (кривые 1, 3), так и при опирании ростверка на грунт (кривые 2, 4). Напряжения под ростверками измерялись мессдозами, схема установки которых показана на планах фундаментов.

Как было установлено, в пределах линейной зависимости

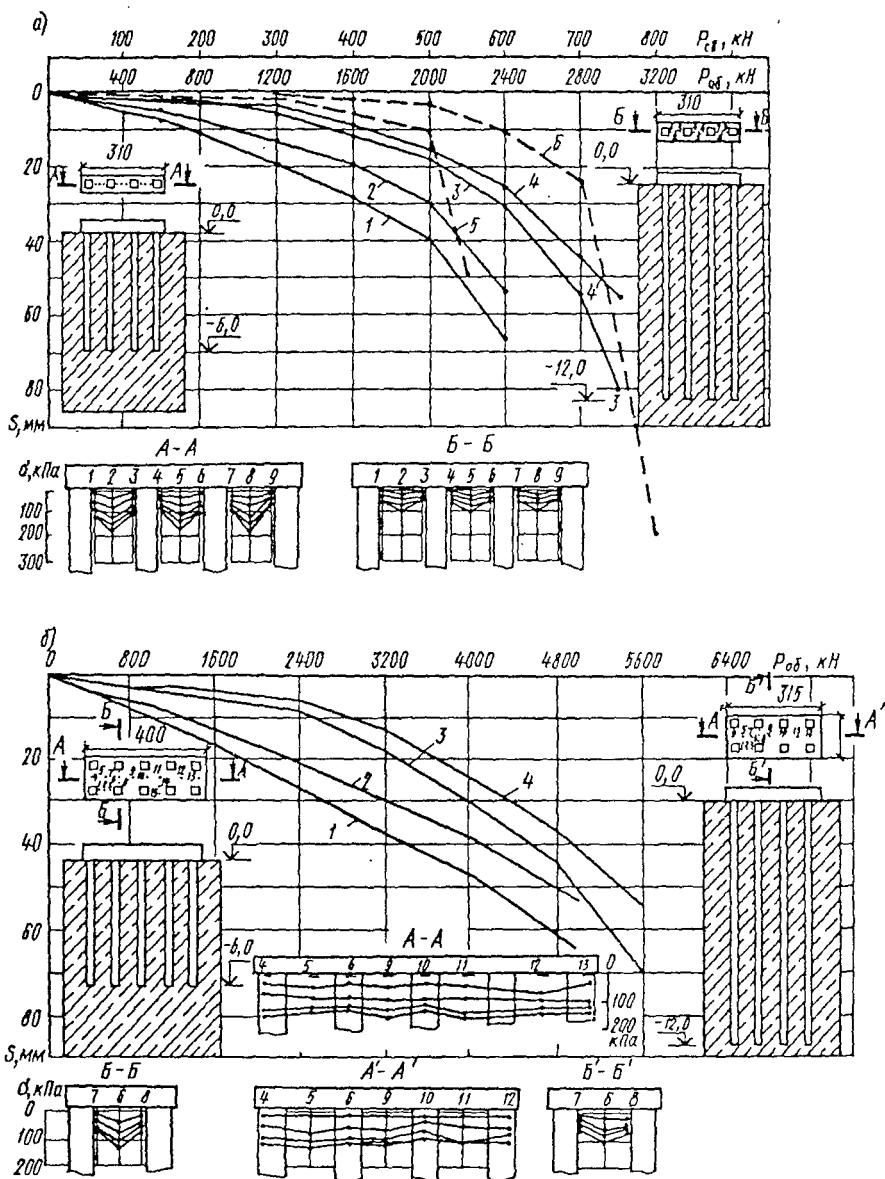


Рис. 1.23. Результаты исследования осадок и несущей способности однорядных (а) и двухрядных (б) свайных фундаментов

1 и 2 — для фундаментов из свай длиной 6 м при высоком и низком ростверках; 3 и 4 — то же, из свай длиной 12 м; 5 и 6 — для одиночных свай длиной 6 и 12 м

между нагрузкой и осадкой одиночных свай осадки однорядных ленточных свайных фундаментов в 3,9 раза больше. Однако осадки ленточных свайных фундаментов возрастают плавно и при осадках 4—6 см кривые "нагрузка—осадка" ленточных свайных фундаментов пересекают кривые "осадка—нагрузка" одиночных свай.

Исследования распределения напряжений под ростверками показали, что ростверки включаются в работу при осадках 2—3 мм. По мере возрастания осадок напряжения увеличиваются и достигают максимального значения при осадках 15—20 мм. В дальнейшем напряжения остаются практически постоянными. При длине свай 6 м средние напряжения под ростверком составили 150 кПа, а при длине свай 12 м — 90 кПа. При осадке 20 мм доля ростверка в несущей способности свайного фундамента с длиной свай 6 м составляет 32%, а в свайном фундаменте с длиной свай 12 м — 8%. При осадке 40 мм доля ростверка в несущей способности свайных фундаментов составляет соответственно 10 и 6%.

На рис. 1.23, б приведены результаты исследований несущей способности и осадок двухрядных свайных фундаментов с длиной свай 6 м (кривые 1, 2) и длиной 12 м (кривые 3, 4). Опыты проводились как при отсутствии контакта ростверка с грунтом (кривые 1, 3), так и при опирании ростверка на грунт (кривые 2, 4). Анализ результатов исследований показал, что осадки двухрядных свайных фундаментов в 5—6 раз больше, чем осадки одиночных свай. Осадки двухрядных свайных фундаментов возрастают плавно, и предельная несущая способность практически не была достигнута, хотя общая осадка составила 60—70 мм. Приведенные данные наглядно свидетельствуют о том, что несущую способность ленточных свайных фундаментов можно правильно оценить только исходя из предельно допустимых осадок.

Исследования распределения напряжений под ростверками двухрядных свайных фундаментов показали, что ростверки включаются в работу при осадках 3—4 мм. Напряжения достигают максимальных значений при осадках 15—25 мм и в дальнейшем остаются постоянными. При осадках 20 мм доля ростверка в несущей способности свайного фундамента из свай длиной 6 м составляет 26%, а в свайном фундаменте из свай длиной 12 м — 11%. При осадках 40 мм доля ростверка в несущей способности этих фундаментов составляет соответственно 17 и 8%.

Установлено, что несмотря на полное развитие сил трения по боковой поверхности свай и полную мобилизацию роли ростверка при осадках 20—30 мм, в ленточных двухрядных фундаментах не наблюдается резкого роста осадок. Это объясняется тем, что фундамент работает как единый массив и для достижения предельного состояния грунта в уплотненной зоне под сваями нужны значительно большие нагрузки, чем для одиночных свай.

На рис. 1.24, а приведены результаты исследований одиночных свай (кривая 0), однорядных (кривые 1, 2) и двухрядных (кривые 3, 4) свайных фундаментов из свай длиной 6 м, а на рис. 1.24, б — свай и свайных фундаментов из свай длиной 9 м. Опыты проводились на площадке Ж в мелкозернистых песках средней плотности как при отсутствии контакта ростверка с грунтом (кривые 1, 3), так и при опирании ростверка на грунт (кривые 2, 4). Исследования распределения напряжений под ростверками показали, что ростверки включаются в работу при осадках 1,5—2,5 мм. По мере возрастания осадок напряжения увеличиваются и достигают максимальных значений при осадках 10—20 мм. Средние напряжения под ростверками составляли 180—220 кПа. При осадке 20 мм доля ростверка в несущей способности свайных фундаментов составила 8—10%.

Исследованиями установлено, что в пределах линейной зависимости между нагрузкой и осадкой одиночных свай осадки однорядных ленточных свайных фундаментов в 3 раза, а двухрядных в 3,5—4,5 раза больше, чем осадки одиночных свай. Осадки ленточных свайных фундаментов возрастают плавно; при осадках 25—40 мм кривые "нагрузка—осадка" ленточных свайных фундаментов пересекают кривые "нагрузка—осадка" одиночных свай. Из графиков видно, что для ленточных свайных фундаментов не была достигнута предельная нагрузка.

Анализ результатов экспериментальных исследований осадок и несущей способности одиночных свай и ленточных свайных фундаментов на различных площадках показал, что в пределах линейной зависимости графика "осадка—нагрузка" одиночной сваи осадки однорядных свайных фундаментов с шагом свай $6d$ в 2—2,5 раза, а при шаге $3d$ в 3—4 раза больше осадки одиночной сваи. Осадки двухрядных свайных фундаментов в 4,5—7 раз превышают осадки одиночных свай. Однако эти осадки по абсолютной величине не превышают 25—35 мм (осадки одиночных свай в пределах линейной зависимости равны 3—6 мм). Как видно из графиков зависимости осадки от нагрузки, несущая способность свай при их работе в составе ленточных свайных фундаментов снижается в зависимости от длины свай, расстояния между сваями и расположения свай в составе фундамента.

Исследования показали, что при работе свай в составе однорядных свайных фундаментов с шагом $3d$ их несущая способность составляет в среднем 77—82% несущей способности одиночных свай, а при шаге свай $6d$ — 90—94%. В двухрядных свайных фундаментах несущая способность свай составляет соответственно 60—68 и 86—88% несущей способности одиночных свай.

Однако, как уже было отмечено, при работе свай в составе фундамента не наблюдается резкой потери несущей спо-

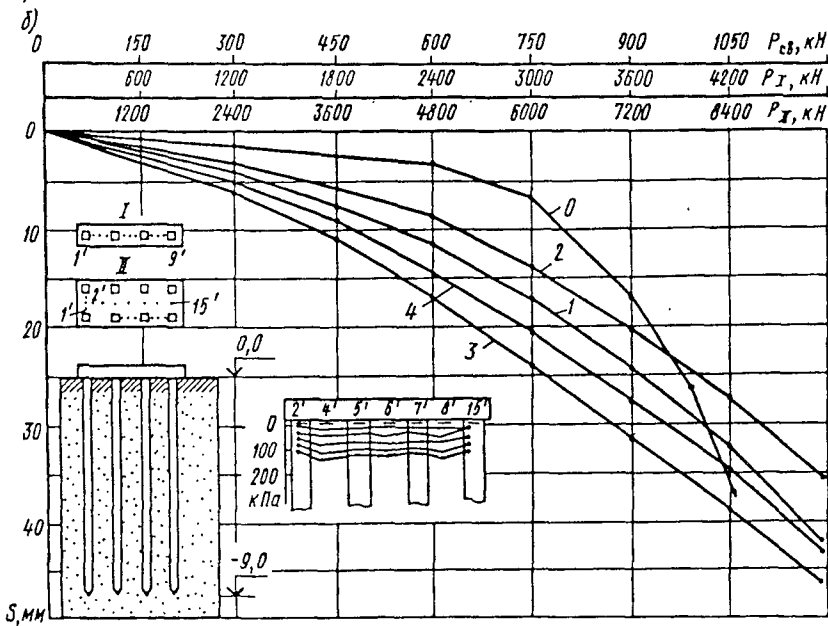
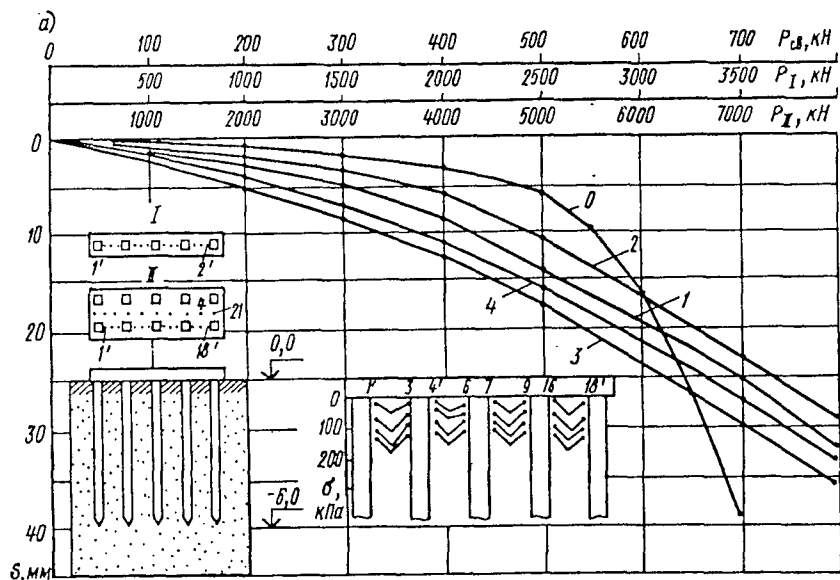


Рис. 1.24. Результаты исследования осадок и несущей способности однорядных и двухрядных свайных фундаментов из свай длиной 6 м (а) и 9 м (б) в песчаных грунтах

1 и 2 — для однорядных свайных фундаментов при высоком и низком ростверке; 3 и 4 — для двухрядных свайных фундаментов при высоком и низком ростверках: О — для одиночной свай

способности, осадка фундамента возрастает плавно и нельзя выделить четко предельную нагрузку. В данном случае вполне правомерно проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. Это позволит использовать действительную несущую способность ленточных свайных фундаментов.

Наряду с полевыми экспериментальными исследованиями осадок и несущей способности различных свайных фундаментов были проведены исследования с маломасштабными свайными фундаментами.

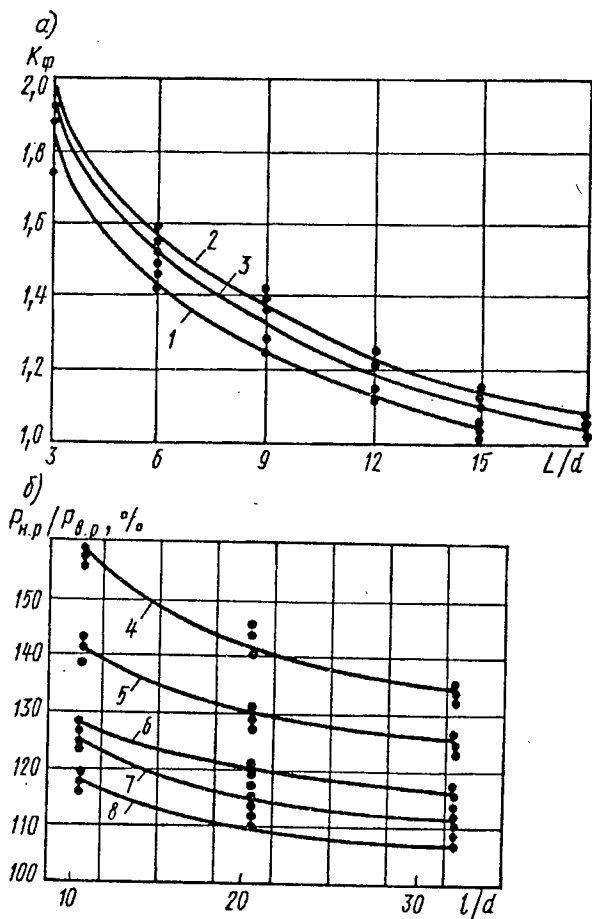
Исследования осадок различных маломасштабных ленточных свайных фундаментов в глинистых и песчаных грунтах показали, что осадки зависят от вида свайного фундамента, числа свай, их длины, расстояния между сваями, грунтовых условий и других факторов.

Для установления взаимного влияния различных ленточных свайных фундаментов были проведены испытания одно-, двух- и трехрядных свайных фундаментов при расстоянии между ними, равных 3, 6, 9, 12, 15 и 18 диаметрам свай. Анализ экспериментальных данных показал, что при расстоянии между фундаментами $6d$ осадка однорядных свайных фундаментов в 1,3—1,6 раза больше осадки одиночной сваи, а двух- и трехрядных свайных фундаментов — в 2—2,7 раза. При расстоянии между сваями $3d$ осадка однорядных свайных фундаментов в 2—2,3 раза, двухрядных в 3—4 раза, трехрядных в 4,5—5 раз больше осадки одиночных свай. Однако эти осадки по величине незначительны, так как осадки одиночных свай в пределах линейной зависимости "осадка—нагрузка" составляют обычно 2—3 мм.

Опыты с маломасштабными свайными фундаментами показали, что их осадки возрастают плавно и при осадках 2—3 см графики "осадка—нагрузка" ленточных свайных фундаментов пересекают графики одиночных свай.

Как уже отмечалось, в крупнопанельных домах, зданиях повышенной этажности ленточные свайные фундаменты под поперечные стены часто находятся на расстоянии 2,6—3,2 м, т.е. на расстоянии 8—10 d . С целью установления взаимного влияния ленточных свайных фундаментов были проведены испытания при различном расстоянии между одно-, двух- и трехрядными свайными фундаментами. На рис. 1.25, а приведены отношения осадок однорядных (кривая 1), двухрядных (кривая 2) и трехрядных (кривая 3) свайных фундаментов при различном расстоянии между ними к осадке отдельно испытанных свайных фундаментов. Из приведенных данных видно, что взаимовлияние однорядных свайных фундаментов оказывается на расстоянии до 15 d , а двух- и трехрядных фундаментов — на расстоянии более чем 18 d свай. Эти зависимости получены для свай длиной 650 мм, диаметром 30 мм при расстоянии между сваями $3d$ и $6d$. Аналогичные

Рис. 1.25. Взаимовлияние ленточных свайных фундаментов (а) и влияние ростверка на несущую способность ленточных свайных фундаментов в зависимости от расстояния между сваями и их длины (б)



зависимости получены для свай длиной 350 и 1000 мм, причем взаимовлияние более длинных свай сказывается в большей степени, чем коротких.

Исследования несущей способности и осадок свайных фундаментов с различным числом свай показали, что в однорядных свайных фундаментах при расстоянии между сваями $3d$ на осадку отдельных свай влияют 10—12 соседних свай, в двухрядных — 18—20, в трехрядных — 26—28 свай. При расстоянии между ленточными свайными фундаментами $8d$ осадка фундаментов за счет их взаимного влияния увеличивается в 1,3—1,5 раза, что необходимо учитывать при расчете осадок ленточных свайных фундаментов крупнопанельных зданий.

Многочисленные опыты с маломасштабными и крупномасштабными ленточными свайными фундаментами позво-

лили подробно изучить закономерности работы этих фундаментов.

Полевые экспериментальные исследования распределения напряжений под ростверками позволили установить процесс включения ростверка в работу и долю ростверка в несущей способности свайных фундаментов. Однако не удалось в полной мере установить роль ростверка в несущей способности различных свайных фундаментов в зависимости от длины свай, расстояния между сваями и других факторов.

На рис. 1.25, б приведены результаты исследования роли ростверка в несущей способности двухрядных свайных фундаментов с шагом свай $6d$ (кривая 4), однорядных с шагом $6d$ и $3d$ (кривые 5 и 6) и двух- и трехрядных фундаментов с шагом $3d$ (кривые 7 и 8).

Как видим, чем меньше длина свай, тем выше роль ростверка в несущей способности свайного фундамента; с увеличением длины свай и уменьшением расстояния между ними роль ростверка в несущей способности фундаментов снижается. В одно- и двухрядных свайных фундаментах с шагом свай $6d$ ростверк воспринимает 40—55% нагрузки при приведенной длине свай 10; 30—42% — при приведенной длине свай 20 и 25—35% нагрузки — при приведенной длине свай 30.

В двух- и трехрядных свайных фундаментах с шагом свай $3d$ ростверк воспринимает 15—24% нагрузки при приведенной длине свай 10; 10—17% — при приведенной длине свай 20 и 7—13% — при приведенной длине свай 30.

При расстоянии между сваями $3d$ и приведенной длине свай l/d (l — длина свай; d — диаметр) более 20 роль ростверка в несущей способности ленточных свайных фундаментов составляет в среднем около 10%. Это объясняется тем, что после некоторого уплотнения грунта сваи и зажатый между ними грунт работают как единый массив.

Экспериментальные исследования показали, что при контакте ростверка с грунтом его можно учесть в несущей способности фундамента при расстоянии между сваями 4— $6d$ и более. При расстоянии между сваями $6d$ ростверк воспринимает до 30—40%, а в некоторых случаях до 50—60% общей нагрузки на фундамент.

Роль ростверка в несущей способности свайных фундаментов зависит от его размеров, длины свай, консистенции и плотности грунтов в плоскости острия свай и под подошвой ростверка. При обеспечении контакта ростверка с грунтом его работу можно учитывать в передаче нагрузки в следующих грунтовых условиях:

а) острие свай и ростверк опираются на однородные глинистые и песчаные грунты (грунты под ростверком непучинистые или ростверк заложен ниже глубины промерзания);

б) острие свай опирается на глинистые грунты текуче-,

мягко- и тугопластичной консистенции, а ростверк — на песчаные грунты средней плотности, глинистые грунты тугопластичной, полутвердой консистенции. Такие случаи встречаются при строительстве в поймах рек и надпойменных террасах.

При опирании острия свай на плотные пески, гравий, глинистые грунты твердой консистенции роль ростверка в передаче нагрузки будет весьма незначительной и при проектировании не должна учитываться. В данном случае ее можно учитывать только при показателе гибкости ростверка более 250—300.

Результаты исследования роли ростверка в несущей способности свайных фундаментов были использованы при строительстве целого ряда гражданских и промышленных зданий и сооружений. Учет работы ростверка в несущей способности свай позволил сократить расход железобетонных свай на 20—30%, а на некоторых объектах — до 40%.

Фундаменты промышленных зданий и сооружений загружены обычно внецентренными нагрузками. Для правильного расчета полных осадок, оценки прочности грунтов необходимо знать и учитывать напряженно-деформированное состояние активной зоны свайных фундаментов.

С целью исследования послойных деформаций грунта и распределения напряжений в массиве грунта под фундаментами и на различном расстоянии от них и работы свай в составе свайных фундаментов были проведены специальные опыты, позволившие выявить напряжения и послойные деформации грунта на различной глубине активной зоны и различном расстоянии от свай, работу отдельно взятых свай в составе фундамента и распределение сил трения по боковой поверхности кустов свай в процессе их нагружения центральной и внецентренной статическими нагрузками.

Опыты проводились с маломасштабными кустами свай в песчаных грунтах в лабораторных условиях с последующей проверкой основных результатов испытания на натурных кустах свай на строительных площадках промышленных и гражданских сооружений г. Перми.

С целью исследования напряженно-деформированного состояния активной зоны внецентренно нагруженных свайных кустов для нагрузок, близких к предельным, в качестве критерия несущей способности куста служило вертикальное перемещение торца ростверка, ближайшего к точке приложения нагрузки. Зависимости нагрузка—осадка, фиксируемые двумя прогибомерами, приведены на рис. 1.26 для случая внецентренного нагружения куста.

Внецентренное приложение нагрузки вызывает увеличение деформаций грунтового основания в сторону перемещения эксцентриситета приложения нагрузки. Увеличение эксцентриситета от 0 до 0,25 K и 0,5 K вызывает увеличение де-

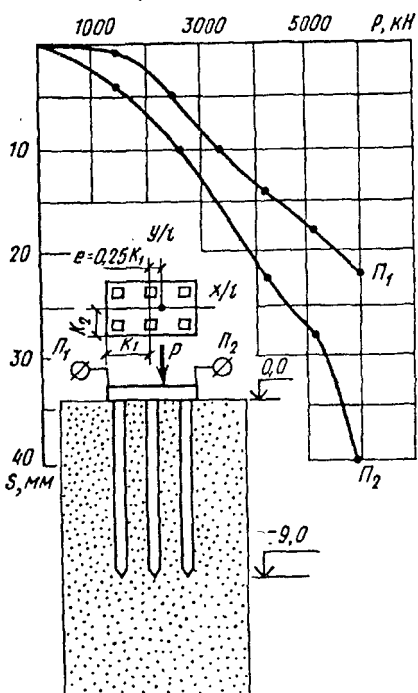


Рис. 1.26. Результаты исследования осадки внецентренно нагруженного куста свай (P_1 , P_2 — прогибы)

формаций грунта в направлении его перемещения в 1,7—2 и 3—4 раза соответственно по сравнению с центральным нагружением. Влияние внецентренно нагруженного свайного куста на соседние возрастает с увеличением эксцентриситета приложения нагрузки в сторону его перемещения. Влияние это сказывается на расстоянии $6-8d$ от края ростверка в направлении перемещения эксцентриситета и на $2-4d$ — в противоположном направлении. Основную осадку дает слой грунта, расположенный под уплотненной зоной, в интервале $3-10d$ ниже плоскости острия свай. Осадка этого слоя составляет около 50% общей осадки свайного куста. Мощность сжимаемой толщи по мере увеличения внецентренно приложенной нагрузки возрастает неодинаково по ширине активной зоны свайного фундамента. Для нагрузок, близких к предельным, мощность сжимаемой толщи составляет 1,8—1,9 l под краем ростверка, ближайшего к точке приложения нагрузки, и 1,5—1,7 l — под противоположным краем ростверка.

1.9. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТА В АКТИВНОЙ ЗОНЕ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Правильная оценка несущей способности грунта в основании свайных фундаментов, проверка аналитических методов определения напряжений и расчета осадок, установление границы активной зоны различных свайных фундаментов возможны лишь при наличии результатов комплексных экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния активной зоны под действием различной нагрузки.

Накопленный в настоящее время экспериментальный материал дает определенное представление о деформации грунта в межсвайном пространстве и под сваями свайных фундаментов. Однако напряженно-деформированное состояние активной зоны, ее размеры и зависимость от вида свайного фундамента, расстояния между сваями, их длины, действующей нагрузки и грунтовых условий изучены еще недостаточно. Поэтому необходимы дальнейшее изучение этого важного вопроса и накопление фактического материала для различных фундаментов.

С целью установления напряженно-деформированного состояния активной зоны ленточных свайных фундаментов были проведены специальные опыты, позволившие выявить послойные деформации грунта на различном расстоянии от свай и на различной глубине активной зоны, и напряженное состояние грунта после забивки свай и в процессе загрузки свайного фундамента и развития осадок. Опыты проводились с одиночными сваями, кустами, однорядными и двухрядными фундаментами при расстоянии между сваями $3d$ и $6d$ (сваи сечением 25×25 и 30×30 см, длиной 5, 6, 9 и 12 м).

Исследования проводились на площадках А, В, Д, Е, Ж. Кроме опытов с натурными свайными фундаментами была проведена серия экспериментов с мало- и крупномасштабными свайными фундаментами (сваи диаметром 30 мм, длиной 650 и 1000 мм) в мелкозернистом пылеватом песке в лаборатории и в глинистых грунтах в полевых условиях.

Для замера напряжений на контакте "свая—грунт" и в активной зоне свайных фундаментов при проведении опытов в полевых условиях были использованы мессдозы общего давления. Забивку свай начинали после получения стабильных показаний мессдоз, которые достигались через 30—45 сут после их установки.

При проведении опытов в полевых условиях на экспериментальных площадках для измерения деформаций грунта активной зоны свайных фундаментов были заложены глубинные марки, которые представляли собой металлические стержни с конусом и винтовой лопастью диаметром 28 мм.

На площадках *А* и *В* марки погружали вдавливанием и завинчиванием с помощью 25-миллиметров труб, через которые выводились от марок струны диаметром 0,4 мм. После погружения марок до проектной отметки трубу приподнимали на 20—30 см, чтобы обеспечить независимое перемещение марок относительно трубы. Конец струны крепили к прогибомерам системы Аистова.

При проведении опытов на площадках *Г* и *Е* глубинные марки устанавливали в скважинах, образованных при статическом зондировании. К конусам с винтовой лопастью привинчивали металлический стержень диаметром 12 мм, который сверху заканчивался сферической головкой для установки нивелирной рейки. Чтобы предохранить стержень от искривления, через 1,5 м по высоте устанавливали текстолитовые диафрагмы.

В лабораторных опытах зоны деформации и характер осадок различных слоев грунта определяли с помощью глубинных марок, уложенных на различном расстоянии от свай в горизонтальном направлении и по глубине в процессе подготовки лотка к работе. Марки представляли собой металлические пластинки размером 15х15 мм, присоединенные к индикаторам часового типа и к прогибомерам системы Аистова проволокой диаметром 0,4 мм. Во избежание трения о грунт проволоку пропускали через тонкие трубки диаметром 3—4 мм. Осадки марок в процессе загрузки свайного фундамента определяли с точностью до 0,01 мм. При испытании маломасштабных свайных фундаментов в глинистых грунтах зоны деформации определяли с помощью глубинных марок, аналогичных маркам для натурных свайных фундаментов, но с винтовой лопастью диаметром 12 мм, которые устанавливали до забивки свай. Кроме того, ряд опытов был проведен с использованием фиксаторов.

Рассмотрим основные результаты исследования напряженно-деформированного состояния активной зоны ленточных свайных фундаментов.

На площадках *А*, *В* в водонасыщенных мягкопластичных глинистых грунтах были проведены исследования изменения тотальных, поровых и эффективных давлений по боковой поверхности свай после их погружения. Исследования позволили выявить физическую сущность процесса увеличения несущей способности свай во времени в водонасыщенных глинистых грунтах.

Для оценки достоверности аналитических методов определения напряжений и расчета осадок свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных грунтах мягкопластичной и текучей консистенции необходимо иметь данные о распределении напряжений в активной зоне и изменении во времени соотношения между тотальным и поровым давлением, т.е. данные о консолидации грунта активной зоны под

действием напряжений, возникающих от нагрузок на фундаменты. Для исследования изменения тотальных и поровых давлений в активной зоне под действием различных нагрузок были заложены мессдозы общего и порового давления под ростверками, в межсвайном пространстве и в активной зоне.

На рис. 1.27 приведены результаты исследования распределения общих и поровых давлений под ростверком, в межсвайном пространстве и в активной зоне по оси двухрядного свайного фундамента (сваи сечением 25х25 см, длиной 5 м, расстояние между сваями 3d), загруженного длительной постоянной нагрузкой (по 180 кН на сваю).

Исследованиями установлено, что сразу после приложения нагрузки поровое давление составляло примерно 90—92% общего давления. С течением времени происходит рассеивание порового давления, особенно интенсивно под ростверком и в верхней части свайного фундамента; в активной зоне под свайным фундаментом поровое давление рассеивается медленно, и процесс консолидации длится более двух лет. Через 608 сут поровое давление составило около 10% общего давления.

В однородных глинистых грунтах при опирании ростверка на песчаную подготовку и при наличии на границе активной зоны гравийно-песчаных отложений наблюдается отжатие воды вверх (в сторону ростверка) и вниз (к границе активной зоны в водоносный слой). С течением времени происходит некоторое изменение общих напряжений: под ростверком напряжения несколько увеличиваются, а в плоскости острия свай — уменьшаются. С течением времени мощность активной зоны под свайным фундаментом увеличивается и достигает примерно 7 м.

На рис. 1.28 приведены результаты исследования работы свайного фундамента в водонасыщенных глинистых грунтах одной из строительных площадок. Фундамент был загружен длительной постоянной нагрузкой, что позволило исследовать распределение напряжений в активной зоне во времени. Исследованиями установлено, что при отжатии воды из активной зоны в сторону плоскости острия свай к нижней границе активной зоны поровое давление рассеивается в течение 12 мес. Полная стабилизация осадок произошла через 18 мес. Примерно 83% осадки фундамента произошли за счет отжатия воды из пор, а 17% — за счет ползучести скелета грунта.

Испытания фундамента возрастающей нагрузкой показали, что осадки увеличиваются при первых ступенях нагрузки более плавно, чем в конце загрузки фундамента нагрузкой 1500 кН. Это объясняется уплотнением и упрочнением грунта в плоскости острия свай под действием длительной постоянной нагрузки. Дальнейшее изучение этого явления позволит более правильно оценить несущую способность свай-

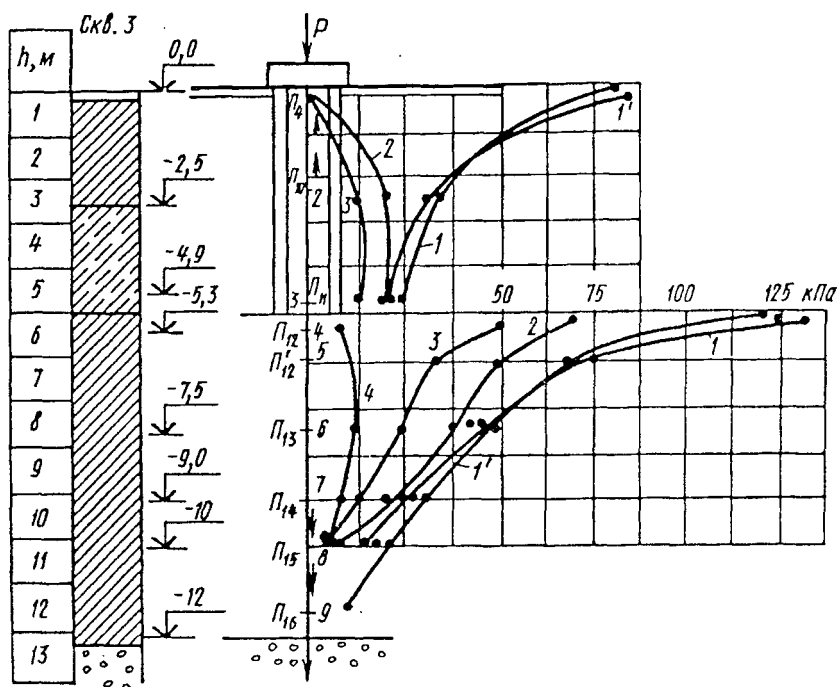


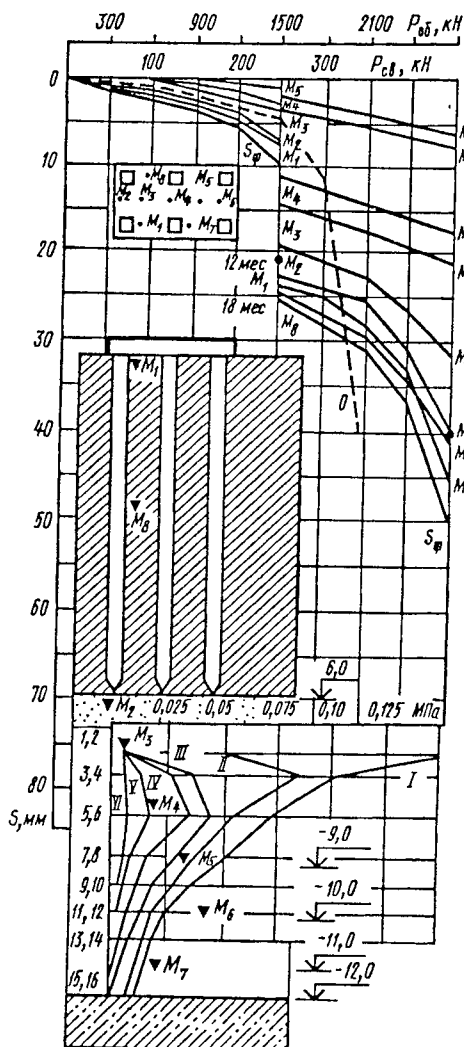
Рис. 1.27. Распределение давлений в активной зоне свайного фундамента
1 — общее давление после приложения нагрузки; 2, 3, 4 — поровое давление через 10, 45 и 608 сут; 1' — общее давление через 608 сут

ных фундаментов с учетом упрочнения грунта под действием нагрузки при работе их в водонасыщенных грунтах. Для измерения послойных деформаций грунта были заложены глубинные марки под ростверк, в межсвайном пространстве и в активной зоне ниже плоскости острия свай. Исследования показали, что марки (М1, М2, М8) оседают практически вместе со сваями; мощность активной зоны составляла более 6 м.

При проведении опытов на площадке Г в туго- и мягкопластичных суглинках были исследованы закономерности распределения напряжений и деформаций в активной зоне двухрядного свайного фундамента с шагом свай $3d$ (сваи сечением 30×30 см, длиной 6 м). Для замера напряжений были заложены мессдозы и марки на различной глубине. Мессдозы были установлены под ростверком, по оси в межсвайном пространстве и в активной зоне под свайным фундаментом. Для выявления изменения напряжений по ширине фундамента и получения более достоверных данных мессдозы под свайным фундаментом устанавливали по оси фундамента и под рядом

Рис. 1.28. Осадки свайного фундамента, глубинных марок и распределение напряжений в активной зоне

О — осадка одиночной сваи;
 S_{Φ} — осадка свайного фундамента; I — общие напряжения после приложения нагрузки 1500 кН; II—VI — поровое давление через 30, 90, 180, 270 сут



свай ниже плоскости острия. на глубине 0,3; 1,2; 3 и 4,8 м. Глубинные марки были установлены под ростверком на глубине 1,2 м, в плоскости острия и на глубине 1,2; 3,2; 4,9 и 6 м ниже плоскости острия свай (рис. 1.29).

Исследованиями установлено, что ростверк включается в работу при осадке около 2 мм. Напряжения под ростверком и в межсвайном пространстве возрастают по мере развития осадок. Однако после некоторого уплотнения грунта и при осадке фундамента 10 мм напряжения под ростверком и в межсвайном пространстве остаются постоянными при дальней-

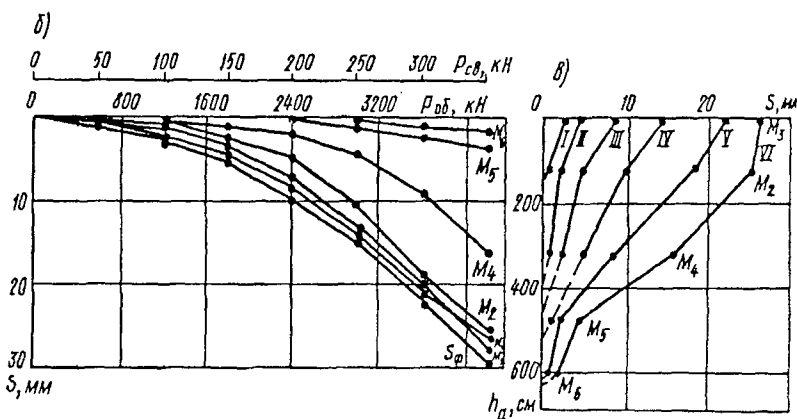
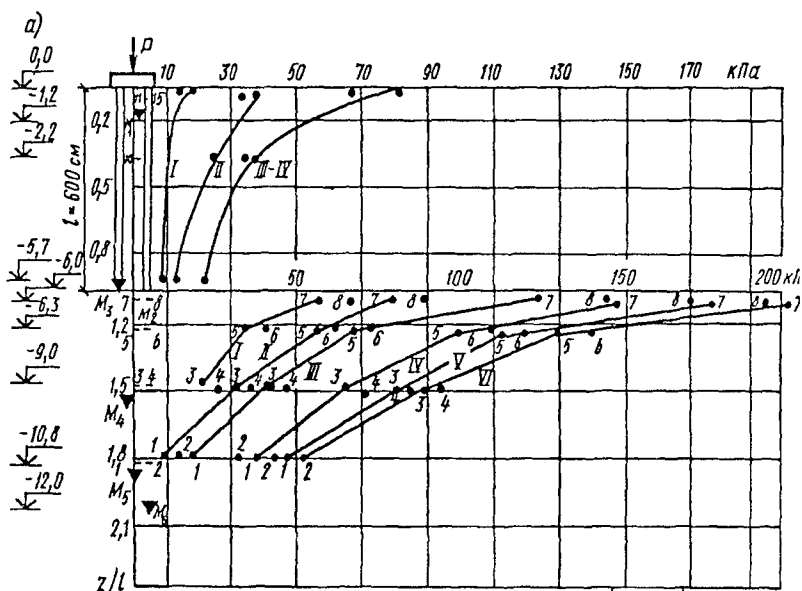


Рис. 1.29. Результаты исследования напряженно-деформированного состояния активной зоны двухрядного свайного фундамента на площадке Г
а — распределение напряжений в активной зоне; б — осадка глубинных марок; в — послойные деформации грунта и изменение сжимаемой толщи; M_{1-6} — глубинные марки; 1–15 — мессдозы общего давления; I–VI — эпюры напряжений и осадки марок при нагрузках 1200, 1800, 2400, 3000, 3600, 4200 кН

шем загрузении фундамента и дальнейшей его осадке, т.е. сваи и зажатый между ними грунт начинают работать как единый массив.

Напряжения в активной зоне под свайным фундаментом возрастают по мере увеличения нагрузки примерно пропорционально. При увеличении нагрузки с 2400 до 2800 кН (200—250 кН на сваю) и общей осадки с 10 до 15 мм напряжения в активной зоне возрастали более интенсивно, особенно в уплотненной зоне под сваями, чем от предыдущей ступени нагрузки. Это объясняется тем, что ростверк нагрузку уже не воспринимает, а силы трения по боковой поверхности свай в основном мобилизовались. Однако осадка фундамента не возрастает резко, как у одиночных свай. Сваи и зажатый между ними грунт вместе с уплотненной зоной в плоскости острия передают напряжения на нижележащий слой, и осадка возрастает постепенно. Мессдозы, заложенные под свайным фундаментом на одном уровне по оси и под рядом свай, показали, что напряжения примерно одинаковы (расхождение составляет в среднем 10—12%).

Марки, расположенные между сваями и в плоскости острия, начинали давать осадки при первых ступенях нагрузки и в дальнейшем оседали вместе с фундаментом. Марки, расположенные на различной глубине под свайным фундаментом, начинали давать осадки по мере возрастания нагрузки (рис. 1.29, в).

Как видим, при первых ступенях нагрузок сжимаемая толща незначительна, и происходят в основном небольшие деформации уплотненной зоны. По мере увеличения нагрузки сжимаемая толща возрастает, и осадка слоя грунта под уплотненной зоной происходит вначале в интервале 7,2—9, затем 9—10,8 м, т.е. на глубине 1,2—3 и 3—4,8 м под подошвой фундамента. Мощность активной зоны двухрядного свайного фундамента для данных грунтовых условий составляла около 6 м.

На площадке Е были проведены исследования распределения радиальных напряжений по боковой поверхности свай, вертикальных напряжений и деформаций в активной зоне ниже плоскости острия одиночной сваи, одно- и двухрядного свайных фундаментов. Исследования показали, что с течением времени наблюдается некоторое изменение радиальных напряжений по боковой поверхности свай. В верхней части сваи давления увеличиваются, в нижней — уменьшаются (штрихпунктирная кривая) вследствие релаксации напряжений. Некоторое увеличение радиальных напряжений в верхней части свай можно объяснить тем, что в процессе забивки сваи уплотненное ядро в плоскости острия создает сильное уплотнение окружающего грунта. Однако вследствие определенных колебаний сваи в процессе забивки в верхней части образуется микрозазор, а в тугопластичных и полутвердых

глинистых грунтах зазор на глубину до 1—1,5 м достигает более 1 мм. Уплотненная зона под действием значительных напряжений деформируется и постепенно закрывает микрозазор, вследствие чего увеличиваются радиальные напряжения на контакте "свая—грунт". Установившиеся радиальные напряжения по боковой поверхности свай предопределяют величину и характер распределения сил трения по длине свай при ее загрузении.

В активной зоне под сваями напряжения с течением времени почти полностью рассеиваются. При первых ступенях загрузки свай радиальные напряжения несколько ниже установившихся после забивки, по мере возрастания нагрузки они увеличиваются. По боковым граням одно- и двухрядных свайных фундаментов радиальные напряжения больше, чем у одиночных свай. Однако у ленточных свайных фундаментов силы трения возникают по существу только от радиальных напряжений по наружным граням свай. По внутренним граням ленточных свайных фундаментов радиальные напряжения почти в 2 раза выше, чем по наружным, но грунт оседает вместе со сваями, перемещение свай относительно грунта происходит по наружным граням. Это подтверждается и перемещениями марок в межсвайном пространстве.

По мере загрузки возрастают вертикальные напряжения в активной зоне под сваями, мощность активной зоны увеличивается. По мере возрастания нагрузки и осадки фундаментов происходит осадка глубинных марок. Марки, расположенные в плоскости острия свай ленточных фундаментов, оседают по существу вместе со сваями. Мощность активной зоны под одиночной сваем оказалась около 2,7 м, однорядным свайным фундаментом — 4 м, двухрядным — 5,5 м. Из послойных деформаций грунта видно, что основную осадку дает слой грунта, расположенный под уплотненной зоной. Слой грунта уплотненной зоны двухрядного свайного фундамента мощностью 120 см дал осадку около 7 мм, а слой примерно такой же мощности S_1 под уплотненной зоной дал осадку 23 мм, следующие слои — соответственно 8, 4, 2 мм.

По мере возрастания нагрузки увеличивается мощность активной зоны. При нагрузке, близкой к предельной, мощность активной зоны под сваями однорядных свайных фундаментов составила 46 см (15d) при расстоянии между сваями 6d и 54 см (18d) при расстоянии между сваями 3d. Под двухрядным свайным фундаментом мощность активной зоны равна 67 см (22d), а под трехрядным — 84 см (28d). Для одиночных свай глубина активной зоны равна 33—36 см (11—12d). При одинаковой нагрузке на сваю мощность активной зоны однорядных свайных фундаментов в 1,25—1,5 раза больше мощности активной зоны одиночной свай, двухрядных фундаментов — в 1,8—2,5 раза, трехрядных — в 2,3—3 раза.

Исследованиями деформаций грунта на различном расстоянии от свай установлено, что взаимовлияние свай в глинистых грунтах сказывается на расстоянии до 30—36 см (10—12*d*), в песчаных грунтах рыхлого сложения и средней плотности — на расстоянии 8—12*d*, в плотных песках — 11—14*d* в зависимости от длины свай.

Взаимовлияние свайных фундаментов по мере увеличения нагрузки на фундамент возрастает. Влияние однорядного свайного фундамента сказывается на расстоянии 30 см (10*d*) при расстоянии между сваями 6*d* и 40—45 см при расстоянии между сваями 3*d*. Для двухрядного свайного фундамента зона влияния равна 55 см (17—18*d*), трехрядного — 60 см (20*d*). Как видим, ленточные свайные фундаменты оказывают влияние на значительное расстояние, что необходимо учитывать при определении напряжений и расчете осадок, особенно для фундаментов крупнопанельных зданий, где расстояние между рядами свай часто составляет 2,6—3,2 м (9—11*d*).

Для определения напряженного состояния активной зоны различных ленточных свайных фундаментов была проведена серия опытов с мало- и крупномасштабными свайными фундаментами (сваи диаметром 30 мм, длиной 650 и 1000 мм). Результаты исследования распределения напряжений под двух- и трехрядными свайными фундаментами из свай длиной 650 мм приведены на рис. 4.10.

На крупномасштабных одно-, двух и трехрядных ленточных свайных фундаментах из свай диаметром 30 мм и длиной 1000 мм было исследовано распределение вертикальных σ_z и горизонтальных (радиальных) σ_x нормальных напряжений по всей активной зоне. Мессдозы устанавливали на различных уровнях по длине свай, в активной зоне ниже плоскости острия свай и на различном расстоянии от оси свайных фундаментов. Мессдозы для замера вертикальных напряжений σ_z располагали горизонтально, для замера горизонтальных напряжений σ_x — вертикально (мембранами параллельно оси фундамента).

В процессе забивки свай вертикальные напряжения возрастали по мере их погружения. После прохождения острием сваи уровня расположения мессдоз наблюдалось плавное снижение вертикальных напряжений. Максимальные вертикальные напряжения возникали в плоскости острия свай и по оси фундамента в активной зоне. При забивке соседних свай вначале наблюдалось снижение, а затем увеличение вертикальных напряжений. Однако после забивки свай ленточного свайного фундамента окончательные вертикальные напряжения были выше, чем после забивки одиночных свай.

Горизонтальные (радиальные) напряжения достигали максимального значения в момент прохождения острием сваи уровня расположения мессдоз, а затем резко снижались

по мере погружения свай. В пределах длины свай радиальные напряжения значительно превышали вертикальные, а ниже плоскости острия, наоборот, вертикальные напряжения в несколько раз превышали радиальные. В течение 3—5 сут после забивки свай происходила релаксация радиальных напряжений в активной зоне до постоянных значений. Максимальное значение радиальные напряжения сохранили в пределах длины свай. Исследования показали, что радиальные напряжения предопределяют впоследствии характер распределения сил трения по боковой поверхности свай. При загрузке свайного фундамента наблюдается рост всех напряжений, максимальные горизонтальные (радиальные) напряжения возникают в пределах длины свай, а вертикальные — в плоскости острия и в активной зоне ниже острия свай.

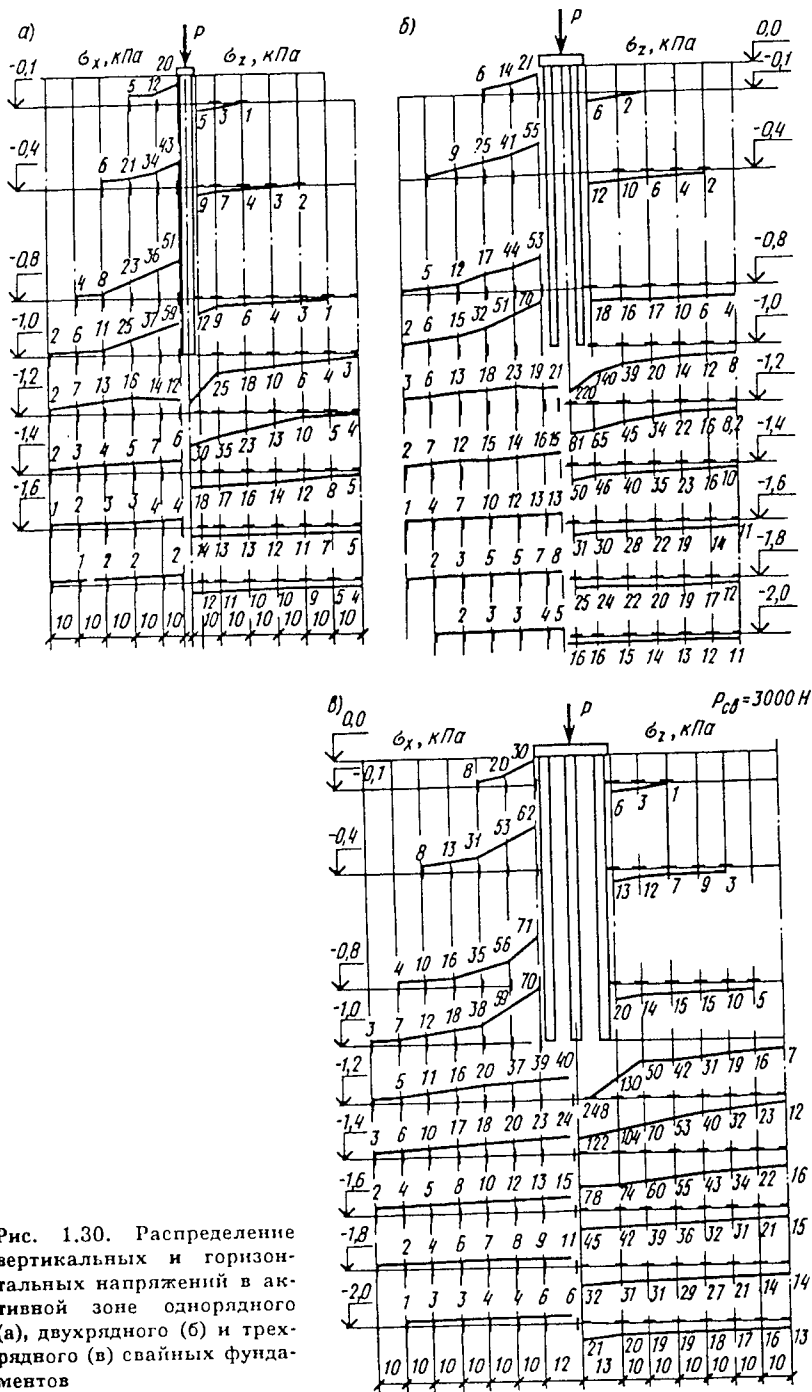
Приведенные на рис. 1.30 данные наглядно характеризуют напряженное состояние активной зоны различных ленточных свайных фундаментов при нагрузке, близкой к предельной. Разброс значений напряжений составлял 7—12%.

Имеющиеся в настоящее время результаты исследований распределения напряженно-деформированного состояния активной зоны свайных фундаментов относятся, как правило, к центрально нагруженным фундаментам. Вопрос о распределении напряжений и послойных деформаций в основании внецентренно нагруженных свайных фундаментов в настоящее время не изучен.

В связи с этим проведены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния внецентренно нагруженных кустов свай в зависимости от величины эксцентриситета приложения нагрузки. Были рассмотрены свайные кусты при условии высокого роста верха и при условии опирания роста на грунт. В процессе нагружения свайного куста внецентренно приложенной статической нагрузки происходит концентрация напряжений в активной зоне куста в сторону перемещения эксцентриситета. Увеличение эксцентриситета от 0 до $0,5k$ вызывает в этом направлении увеличение напряжений примерно в 2—2,5 раза по сравнению с центральным нагружением на глубине $1—6d$ ниже плоскости острия свай. С глубиной влияние эксцентриситета приложения нагрузки на величины дополнительных напряжений ослабевает.

Максимальные напряжения возникают под крайним рядом свай, ближайшим к линии действия нагрузки. Увеличение эксцентриситета от 0 до $0,25k_1$, а затем до $0,5k_1$ вызывает увеличение напряжений под этими сваями примерно в 2,5 и в 7 раз соответственно по сравнению с напряжениями под противоположным рядом крайних свай.

Эпюры сжимающих напряжений в горизонтальных сечениях на расстоянии до $2d$ ниже подошвы куста имеют седлообразный характер с уменьшением интенсивности напряже-



ний по оси куста и вблизи ее. Седлообразный характер эпюр напряжений очевиден для случая центрального нагружения и несколько сглажен для случая внецентренного нагружения. С увеличением внешней нагрузки седлообразный характер эпюр напряжений ослабевает, а затем полностью исчезает, что объясняется перераспределением доли боковой поверхности и плоскости острия свай в передаче нагрузки грунтовому основанию.

Глубина активной зоны свайных кустов в результате их внецентренного нагружения увеличивается в пределах 10—15% по сравнению с центральным нагружением и для нагрузок, близких к предельным, может быть принята равной в среднем 1,7—1,9l.

В результате всесторонних полевых и лабораторных экспериментальных исследований взаимодействия свай с окружающим грунтом и осадок свайных фундаментов в различных грунтовых условиях установлены:

- 1) изменение давлений в поровой воде и скелете грунта, несущей способности свай во времени, физико-механических свойств грунтов в активной зоне;
- 2) характер распределения сил трения по боковой поверхности свай, кустов, ленточных свайных фундаментов при их работе в различных грунтовых условиях;
- 3) закономерности развития осадок в зависимости от расстояния между сваями, их длины, плана свайного фундамента;
- 4) роль ростверка в несущей способности различных фундаментов;
- 5) зоны деформации грунта и распределение напряжений в активной зоне;
- 6) закономерности распределения нагрузки между боковой поверхностью свай и острием.

Глава 2. Расчет осадок кустов свай

2.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ПРИ РЕШЕНИИ ЗАДАЧИ

При определении осадок кусты свай обычно рассматривают как условный фундамент на естественном основании, нагрузка от которого передается грунту в плоскости острия свай. Однако используемые для расчетов таблицы составлены на основании решения задачи о силе, приложенной на поверхности полупространства, поэтому расчетные осадки оказываются значительно выше действительных. Более точно определять осадку кустов свай позволяют таблицы, составленные с учетом глубины приложения нагрузки (Н.М. Дорошкевич, 1961; А.А. Бартоломей, 1966, 1972).

За последние годы разработан ряд методов непосредственного определения осадок кустов свай на основе решения Р. Миндлина и Д. Ченя (1952) для различных ядер деформации от сил, приложенных внутри полупространства (рис. 2.1). Однако применение этих методов в практике проектирования затруднено, так как они не учитывают различные значения коэффициента бокового расширения грунта, а компоненты перемещения определены из условия, что перемещения равны нулю в бесконечности, т.е. величина активной зоны под фундаментами определяется неконкретно.

Здесь изложен метод определения осадок кустов свай с низким ростверком при расстоянии между сваями 3—6*d*. Как показали опыты, в данном случае сваи и грунт можно рассматривать как единый массив.

Разработанный метод учитывает такие важные факторы, как глубину приложения нагрузки и передачи ее через боковую поверхность фундамента и в плоскости острия свай, размеры фундамента, коэффициент бокового расширения грунта, напряжения и деформации во всей активной зоне.

При решении задачи приняты следующие исходные положения:

1) нагрузка передается грунту по боковой поверхности кустов и в плоскости нижних концов свай (рис. 2.2);

2) сваи и грунт между ними рассматриваются как единый массив;

3) грунт считается линейно-деформируемым телом.

Основные виды эпюр передачи нагрузки приведены на рис. 2.3. При решении пространственной задачи для определения осадок свайных фундаментов рассмотрены следующие случаи передачи нагрузки по боковой поверхности: равномерное распределение сил трения по боковой поверхности I, II, по треугольнику III, IV, распределение сил трения по кривой

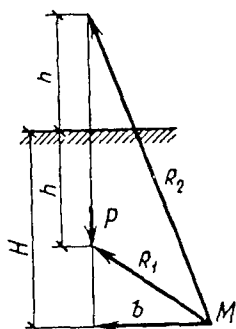


Рис. 2.1. Схема действия сосредоточенной силы внутри массива грунта (по Р. Миндлину)

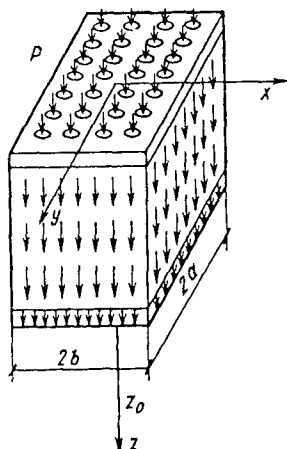


Рис. 2.2. Расчетная схема осадок кустов свай

второго порядка V, VI. В плоскости нижних концов свай нагрузка распределена равномерно по плоскости нижних концов свай и по кривой второго порядка.

В общем виде характер передачи нагрузки через боковую поверхность и в плоскости нижних концов свай можно записать в виде

$$P(x, y, h) = P \left[-\frac{\alpha_1}{4(a+b)l} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l^2} + \frac{3\alpha_3 h^2}{4(a+b)l^3} \right] l_1 + \\ + P \left[\frac{\beta_1}{4ab} + \frac{9\beta_2(a^2 - x^2)(b^2 - y^2)}{16a^3 b^3} \right] l_2, \quad (2.1)$$

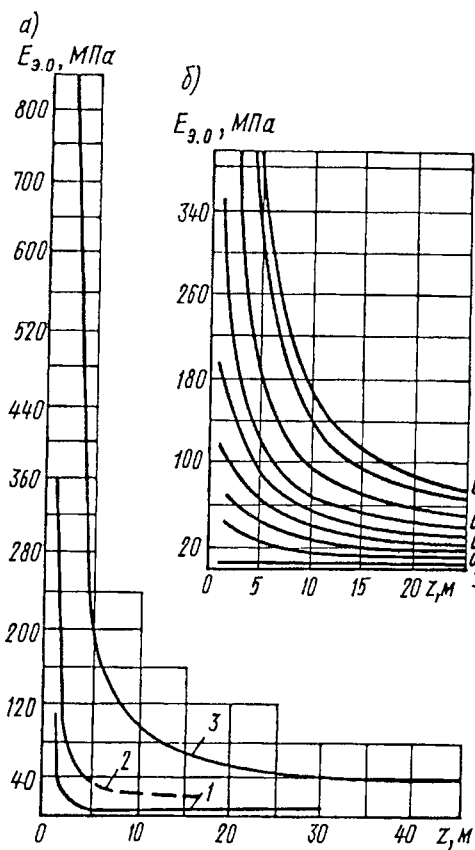
где α_n, β_n — безразмерные коэффициенты, зависящие от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. При $\alpha_1 \neq 0, \alpha_2 = \alpha_3 = 0$ имеем равномерное распределение сил трения по боковой поверхности; при $\alpha_1, \alpha_2 \neq 0, \alpha_3 = 0$ силы трения линейно меняются по глубине; при $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \neq 0$ силы трения изменяются с ростом глубины по кривой второго порядка. Если $\beta_1 \neq 0, \beta_2 = 0$, нагрузка в плоскости нижних концов свай распределена равномерно. При $\beta_1, \beta_2 \neq 0$ нагрузка меняется по параболе как при фиксированном x , так и при фиксированном y ; P — нагрузка на свайный фундамент, Н; l — длина свай; h — глубина рассматриваемой точки; $2a, 2b$ — размеры фундамента в плане; $P(x, y, h)$ — удельная нагрузка по боковой поверхности в плоскости острия свай, кПа;

$l_1 \begin{cases} 1 & \text{— на боковой поверхности,} \\ 0 & \text{— в плоскости острия свай.} \end{cases}$

$l_2 \begin{cases} 0 & \text{— на боковой поверхности,} \\ 1 & \text{— в плоскости острия свай.} \end{cases}$

l_1, l_2 образуют разбиение единицы (Ж. де Рам, 1956);

4) граница активной зоны находится на глубине, где на-



75

пряжения от свайного фундамента не вызывают деформацию грунта.

Границу активной зоны рекомендуется принимать на глубине, где напряжения не превышают структурной прочности грунта.

При отсутствии данных о структурной прочности сжатия рекомендуется границу активной зоны принимать на глубине, где дополнительные напряжения не превышают 0,01 МПа, так как структурная прочность характерна как для мало- и среднесжимаемых, так и для сильносжимаемых грунтов и минимальное значение ее составляет приблизительно 10 кПа (Роза С.А., 1950; Денисов Н.Я., 1951; Абелев М.Ю., Цытович Н.А., 1964 и др.).

Уплотнение грунта в результате забивки свай учитывается через модуль деформации уплотненной зоны. Модуль деформации в уплотненной зоне можно определить по данным испытания сваи-штампа или по графикам А.А. Луга (рис. 2.4).

При решении задачи расчета осадки куста свай использована формула Р. Миндлина (1953) для вертикальной компоненты перемещения при загрузке основания вертикальной силой P , приложенной на глубине h (см. рис. 2.1),

$$u = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-h)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2 - 2zh}{R_2^3} + \frac{6hz(z+h)^2}{R_2^5} \right] \quad (2.2)$$

где u — перемещение точки от силы P ; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ — модуль сдвига (E — модуль деформации грунта); ν — коэффициент бокового расширения грунта;

$$R_1 = \sqrt{(z-h)^2 + r^2}, \quad R_2 = \sqrt{(z+h)^2 + r^2};$$

r — расстояние по горизонтали от оси действия сосредоточенной силы до рассматриваемой точки; h — глубина приложения сосредоточенной силы; z — координата рассматриваемой точки.

Формула (2.2) получена из допущения, что перемещения равны нулю в бесконечности. В действительности перемещения равны нулю на глубине z_0 .

В данном случае в формуле (2.2) нужно добавить слагаемое B , равное по абсолютной величине значению u , но с противоположным знаком:

$$B = -u(z_0). \quad (2.3)$$

2.2. АЛГОРИТМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК КУСТОВ СВАЙ

Для того чтобы определить осадку куста свай, необходимо выражение (2.2) с учетом (2.1) и (2.3) проинтегрировать по поверхности куста свай, рассматриваемого как единый массив. В общем виде формула для определения осадки куста свай имеет вид

$$S = S_{\text{ср}} - S(z_0), \quad (2.4a)$$

где z_0 — глубина, начиная с которой деформации грунта отсутствуют;

$$S(z) = \iint_{\Omega} P(x, y, h) u(x, y, h, z) d\omega; \quad (2.4б)$$

Ω — площадь поверхности куста свай, рассматриваемого как единый массив; $P(x, y, h)$ — напряжение, возникающее в точке с координатами x, y, h на поверхности Ω , от внешней нагрузки на куст свай; $d\omega$ — элемент площади: в плоскости острия свай $d\omega = dx dy$, а на боковых гранях $d\omega = dx dh$ или $dy dh$.

Учитывая (2.1), (2.2) и (2.3), формулу для определения осадки куста свай можно записать в виде

$$\begin{aligned} S = & \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left\{ \int_0^1 dh \left[\frac{a_1}{2(k_1 + k_2)} + \frac{2a_2 h}{2(k_1 + k_2) l^2} + \right. \right. \\ & + \frac{3a_3 h^2}{2(k_1 + k_2) l^3} \Big] l_1 \left\{ \int_{-k_1}^{k_1} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2 + k_2^2 + (z-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu}{\sqrt{x^2 + k_2^2 + (z+h)^2}} + \right. \right. \\ & + \frac{(z-h)^2}{[\sqrt{x^2 + k_2^2 + (z-h)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2 - 2zh}{[\sqrt{x^2 + k_2^2 + (z+h)^2}]^3} + \\ & + \frac{6hz(z+h)^2}{[\sqrt{x^2 + k_2^2 + (z+h)^2}]^5} \Big] dx + \int_{-k_2}^{k_2} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{y^2 + k_1^2 + (z-h)^2}} + \right. \\ & + \frac{5-12\nu+8\nu}{\sqrt{y^2 + k_1^2 + (z+h)^2}} + \frac{(z-h)^2}{\sqrt{y^2 + k_1^2 + (z-h)^2}} + \\ & + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2 - 2zh}{[\sqrt{y^2 + k_1^2 + (z+h)^2}]^3} + \frac{6hz(z+h)^2}{[\sqrt{y^2 + k_1^2 + (z+h)^2}]^5} \Big] dy \Big\} + \\ & + \int_{-k_1}^{k_1} dx \int_{-k_2}^{k_2} \left[\frac{\beta_1}{4k_1 k_2} + \frac{9\beta_2(k_1^2 - x^2)(k_2^2 - y^2)}{16k_1^3 k_2^3} \right] l_2 x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \times \left\{ \frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+y^2+(z-1)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2+y^2+(z+1)^2}} + \right. \\
& + \frac{(z-1)^2}{[\sqrt{x^2+y^2+(z-1)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z+1)^2-2z}{[\sqrt{x^2+y^2+(z+1)^2}]^3} + \\
& \left. + \frac{6z(z+1)^2}{[\sqrt{x^2+y^2+(z+1)^2}]^5} \right\} dy \Bigg\} - \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \times \\
& \times \left\{ \int_0^1 dh \left[\frac{a_1}{2(k_1+k_2)l} + \frac{2a_2h}{2(k_1+k_2)l^2} + \frac{3a_3h^2}{2(k_1+k_2)l^3} \right] l_1 \times \right. \\
& \times \left\{ \int_{-k_1}^{k_1} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+k_2^2+(z_0-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2+k_2^2+(z_0+h)^2}} + \right. \right. \\
& + \frac{(3-4\nu)(z_0+h)^2-2z_0h}{[\sqrt{x^2+k_2^2+(z_0+h)^2}]^3} + \frac{6hz_0(z_0+h)^2}{[\sqrt{x^2+k_2^2+(z_0+h)^2}]^5} + \\
& + \frac{(z_0-h)^2}{[\sqrt{x^2+k_2^2+(z_0-h)^2}]^3} \Bigg] dx + \int_{-k_2}^{k_2} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{y^2+k_1^2+(z_0-h)^2}} + \right. \\
& + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{y^2+k_2^2+(z_0+h)^2}} + \frac{(z_0-h)^2}{\sqrt{y^2+k_1^2+(z_0-h)^2}} + \\
& + \frac{(3-4\nu)(z_0+h)^2-2z_0h}{[\sqrt{y^2+k_1^2+(z_0+h)^2}]^3} + \frac{6hz_0(z_0+h)^2}{[\sqrt{y^2+k_1^2+(z_0+h)^2}]^5} \Bigg] dy \Bigg\} + \\
& + \int_{-k_1}^{k_1} dx \int_{-k_2}^{k_2} \left[\frac{\beta}{4k_1k_2} + \frac{9\beta_2(k_1^2-x^2)(k_2^2-y^2)}{16k_1^3k_2^3} \right] l_2 \times \\
& \times \left\{ \frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+y^2+(z_0-1)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2+y^2+(z_0+1)^2}} + \right. \\
& + \frac{(z_0-1)^2}{[\sqrt{x^2+y^2+(z_0-1)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z_0+1)^2-2z_0}{[\sqrt{x^2+y^2+(z_0+1)^2}]^3} + \\
& \left. + \frac{6z_0(z_0+1)^2}{[\sqrt{x^2+y^2+(z_0+1)^2}]^5} \right\} dy \Bigg\}. \quad (2.5)
\end{aligned}$$

Для практических расчетов представляет интерес и осадка угловой точки кустов свай, формула для определения которой имеет вид

$$\begin{aligned}
 S = & \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left\{ \int_0^1 dh \left[\frac{a_1}{4(k_1+k_2)l} + \frac{2a_2h}{4(k_1+k_2)l^2} + \right. \right. \\
 & + \frac{3a_3h^2}{4(k_1+k_2)} \Big] l_1 \left\{ \int_0^{2k_1} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+(z-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2+(z+h)^2}} + \right. \right. \\
 & + \frac{(z-h)^2}{[\sqrt{x^2+(z-h)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2-2zh}{[\sqrt{x^2+(z+h)^2}]^3} + \frac{6hz(z+h)^2}{[\sqrt{x^2+(z+h)^2}]^5} + \\
 & + \frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+4k_2^2+(z-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2+4k_2^2+(z+h)^2}} + \\
 & + \frac{(z-h)^2}{[\sqrt{x^2+4k_2^2+(z-h)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2-2zh}{[\sqrt{x^2+4k_2^2+(z+h)^2}]^3} + \\
 & + \frac{6hz(z+h)^2}{[\sqrt{x^2+4k_2^2+(z+h)^2}]^5} \Big] dx + \int_0^{2k_2} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{y^2+(z-h)^2}} + \right. \\
 & + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{y^2+(z+h)^2}} + \frac{(z-h)^2}{[\sqrt{y^2+(z-h)^2}]^3} + \\
 & + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2-2zh}{[\sqrt{y^2+(z+h)^2}]^3} + \frac{6hz(z+h)^2}{[\sqrt{y^2+(z+h)^2}]^5} + \\
 & + \frac{3-4\nu}{\sqrt{y^2+4k_1^2+(z-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{y^2+4k_1^2+(z+h)^2}} + \\
 & + \frac{(z-h)^2}{[\sqrt{y^2+4k_1^2+(z-h)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2-2zh}{[\sqrt{y^2+4k_1^2+(z+h)^2}]^3} + \\
 & + \frac{6hz(z+h)^2}{[\sqrt{y^2+4k_1^2+(z+h)^2}]^5} \Big] dy \Big\} + \int_0^{2k_1} dx \int_0^{2k_2} dy \left[\frac{\beta}{4k_1k_2} + \right. \\
 & + \frac{9\beta_2(k_1^2-x^2)(k_2^2-y^2)}{16k_1^3k_2^3} \Big] l_2 \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+y^2+(z-l)^2}} + \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{5 - 12\nu + 8\nu^2}{\sqrt{x^2 + y^2 + (z+1)^2}} + \frac{(z-1)^2}{[\sqrt{x^2 + y^2 + (z-1)^2}]^3} + \\
& + \frac{(3-4\nu)(z+1)^2 - 2z}{[\sqrt{x^2 + y^2 + (z+1)^2}]^3} + \frac{6z(z+1)^2}{[\sqrt{x^2 + y^2 + (z+1)^2}]^5} dy \Big\} - \\
& - \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left\{ \int_0^1 dh \left[\frac{a_1}{4(k_1+k_2)l} + \frac{2a_2h}{4(k_1+k_2)l^2} + \right. \right. \\
& + \left. \frac{3a_3h^2}{4(k_1+k_2)l^2} \right] l_1 \left\{ \int_0^{2k_1} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2 + (z_0+h)^2}} + \right. \right. \\
& + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2 + (z_0+h)^2}} + \frac{(z_0-h)^2}{[\sqrt{x^2 + (z_0-h)^2}]^3} + \\
& + \frac{(3-4\nu)(z_0+h)^2 - 2z_0h}{[\sqrt{x^2 + (z_0+h)^2}]^3} + \frac{6hz_0(z_0+h)^2}{[\sqrt{x^2 + (z_0+h)^2}]^5} + \\
& + \frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2 + 4k_2^2 + (z_0-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2 + 4k_2^2 + (z_0+h)^2}} + \\
& + \frac{(z_0-h)^2}{[\sqrt{x^2 + 4k_2^2 + (z_0-h)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z_0+h)^2 - 2z_0h}{[\sqrt{x^2 + 4k_2^2 + (z_0+h)^2}]^3} + \\
& + \left. \frac{6hz_0(z_0+h)^2}{[\sqrt{x^2 + 4k_2^2 + (z_0+h)^2}]^5} \right] dx + \int_0^{2k_2} \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{y^2 + (z_0-h)^2}} + \right. \\
& + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{y^2 + (z_0+h)^2}} + \frac{(z_0-h)^2}{[\sqrt{y^2 + (z_0-h)^2}]^3} + \\
& + \frac{(3-4\nu)(z_0+h)^2 - 2z_0h}{[\sqrt{y^2 + (z_0+h)^2}]^3} + \frac{6hz_0(z_0+h)^2}{[\sqrt{y^2 + (z_0+h)^2}]^5} + \\
& + \frac{3-4\nu}{\sqrt{y^2 + 4k_1^2 + (z_0-h)^2}} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{y^2 + 4k_1^2 + (z_0+h)^2}} + \\
& + \left. \frac{(z_0-h)^2}{[\sqrt{y^2 + 4k_1^2 + (z_0-h)^2}]^3} + \frac{(3-4\nu)(z_0+h)^2 - 2z_0h}{[\sqrt{y^2 + 4k_1^2 + (z_0+h)^2}]^3} \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{6hz_0(z_0+h)^2}{[\sqrt{y^2+4k_1^2+(z_0+h)^2}]^5} dy \Big\} + \int_0^{2k_1} dx \int_0^{2k_2} \left[\frac{\beta}{4k_1k_2} + \right. \\
& + \frac{9\beta_2(k_1^2-x^2)(k_2^2-y^2)}{16k_1^3k_2^3} \Big] I_2 \left[\frac{3-4\nu}{\sqrt{x^2+y^2+(z_0-1)^2}} + \right. \\
& + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{\sqrt{x^2+y^2+(z_0+1)^2}} + \frac{(z_0-1)^2}{[\sqrt{x^2+y^2+(z_0-1)^2}]^3} + \\
& + \left. \frac{(3-4\nu)(z_0+1)^2-2z_0}{[\sqrt{x^2+y^2+(z_0+1)^2}]^3} + \frac{6z_0(z_0+1)^2}{[\sqrt{x^2+y^2+(z_0+1)^2}]^5} \right] dy \Big\}. \quad (2.6)
\end{aligned}$$

В результате преобразования выражений для S (2.5) и (2.6) получена формула для расчета осадки кустов свай

$$\begin{aligned}
S = & \frac{P}{16\pi G(1-\nu)l} \left[\sum_{n=1}^3 a_n W_n(z) + \sum_{k=1}^2 \beta_k \bar{W}_k(z) - \right. \\
& \left. - \sum_{n=1}^3 a_n W_n(z_0) - \sum_{k=1}^2 \beta_k \bar{W}_k(z_0) \right], \quad (2.7)
\end{aligned}$$

где $W_n, \bar{W}_k$ — компоненты перемещения, вызванные силами трения по боковой поверхности и в плоскости нижних концов свай, которые определяются следующим образом:

при определении осадки по оси куста свай

$$\begin{aligned}
W_n = & \frac{1}{2(k_1+k_2)} [(3-4\nu)(J_{n,11}+J_{n,14}) + \\
& + (5-12\nu+8\nu^2)J_{n,12}+J_{n,13}+J_{n,15}]; \\
\bar{W}_k = & \frac{1}{4k_1k_2} [(3-4\nu)(J_{k,16}+J_{k,19}) + \\
& + (5-12\nu+8\nu^2)J_{k,17}+J_{k,18}+J_{k,20}];
\end{aligned} \quad (2.8)$$

при определении осадки угловой точки

$$W_n = \frac{1}{4(k_1+k_2)} [(3-4\nu)(J_{n,1}+J_{n,4}) +$$

$$+ (5 - 12\nu + 8\nu^2)J_{n,2} + J_{n,3} + J_{n,5}]; \quad (2.9)$$

$$\bar{W}_k = \frac{1}{4k_1 k_2} [(3 - 4\nu)(J_{k,6} + J_{k,9}) + \\ + (5 - 12\nu + 8\nu^2)J_{k,7} + J_{k,8} + J_{k,10}],$$

где $2k_1 = \frac{2a}{\tau}$; $2k_2 = \frac{2b}{\tau}$; $J_{n,k}$ — интегралы, которых взяты в элементарных функциях; α_n, β_k — безразмерные коэффициенты, зависящие от характера передачи нагрузки по боковой поверхности куста и в плоскости острия свай.

Эти коэффициенты можно определить по методу наименьших квадратов из условия, что перемещения свай постоянны по всей длине $W = \text{const}$. Это условие будет выполняться, если коэффициенты α_n, β_n подобрать так, чтобы квадратичное отклонение

$$\sum_{n=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 \alpha_n W_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{W}_m \left(\frac{k}{10} \right) - C \right]^2 \quad (2.10)$$

было наименьшим, т.е.

$$\sum_{n=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 \alpha_n W_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{W}_m \left(\frac{k}{10} \right) - C \right]^2 = \min. \quad (2.11)$$

Для выполнения условия (2.11) достаточно, чтобы

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sum_{k=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 \alpha_n W_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{W}_m \left(\frac{k}{10} \right) - C \right]^2}{\partial \alpha_1} &= 0; \\ \frac{\partial \sum_{k=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 \alpha_n W_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{W}_m \left(\frac{k}{10} \right) - C \right]^2}{\partial \alpha_2} &= 0; \\ \frac{\partial \sum_{k=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 \alpha_n W_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{W}_m \left(\frac{k}{10} \right) - C \right]^2}{\partial \alpha_3} &= 0; \\ \frac{\partial \sum_{k=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 \alpha_n W_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{W}_m \left(\frac{k}{10} \right) - C \right]^2}{\partial \beta_2} &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial \sum_{k=1}^{10} \left[\sum_{n=1}^3 a_n w_n \left(\frac{k}{10} \right) + \sum_{m=1}^2 \beta_m \bar{w}_m \left(\frac{k}{10} \right) - c \right]^2}{\partial \beta_2} = 0.$$

Эту систему надо еще дополнить условием равновесия

$$\sum_{n=1}^3 a_n + \sum_{k=1}^2 \beta_k = 1. \quad (2.13)$$

Для решения системы уравнений (2.12), (2.13) относительно неизвестных коэффициентов α_n , β_n и C надо найти числовые значения перемещений W_n , $\bar{W}_n$ в нескольких точках вдоль длины сваи по формулам (2.9), (2.10) (количество точек должно быть больше $n + k + 1$, можно взять 10 точек).

Число уравнений в системе (2.12), (2.13) зависит от выбора расчетной схемы: если в расчетной схеме часть коэффициентов α_n и β_n равна нулю, то вместе с n -м неизвестным из системы исключается n -е уравнение.

Например, нагрузка от свайного фундамента передается равномерно по боковой поверхности и в плоскости острия (1 схема)

$$\alpha_1 \neq 0; \quad \alpha_2 = \alpha_3 = 0; \quad \beta_1 \neq 0; \quad \beta_2 = 0.$$

В этом случае система состоит из трех уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 \sum w_1^2 + \beta_1 \sum \bar{w}_1 w_1 &= c \sum w_1; \\ \alpha_1 \sum w_1 \bar{w}_1 + \beta_1 \sum \bar{w}_1^2 &= c \sum w_1; \\ \alpha_1 + \beta_1 &= 1. \end{aligned} \right\} \quad (2.14)$$

В результате решения системы уравнений (2.12), (2.13) для каждой расчетной схемы найдены коэффициенты α_n , β_k , которые характеризуют соотношение между несущей способностью боковой поверхности и сопротивлением подошвы кустов свай. В табл. 2.1 приведены значения коэффициентов α_1 и β_1 при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости нижних концов кустов свай. Из таблицы видно, что доля нагрузки, воспринимаемая подошвой свайных фундаментов, возрастает по мере увеличения размеров фундамента и уменьшается с увеличением коэффициента бокового расширения грунта при прочих равных условиях.

Т а б л и ц а 2.1. Значения коэффициентов α_1, β_1 при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости острия свай

k_1/k_2	$\nu = 0,2$							
	$k_2 = 0,05$		$k_2 = 0,25$		$k_2 = 0,45$		$k_2 = 0,05$	
	α_1	β_1	α_1	β_1	α_1	β_1	α_1	β_1
1	0,8854	0,1146	0,7054	0,2946	0,6566	0,3434	0,881	0,119
1,2	0,8775	0,1225	0,695	0,305	0,6513	0,3486	0,873	0,127
1,4	0,8699	0,1301	0,6853	0,3147	0,6453	0,3547	0,8654	0,1346
1,6	0,8627	0,1373	0,6761	0,3239	0,6387	0,3613	0,8582	0,1418
1,8	0,8558	0,1442	0,6674	0,3326	0,6318	0,3682	0,8513	0,1487
2	0,8492	0,1508	0,6592	0,3408	0,6249	0,3751	0,8447	0,1533
2,5	0,8339	0,1661	0,6409	0,3591	0,6093	0,3907	0,8295	0,1704
3	0,8201	0,1799	0,6254	0,3746	0,5967	0,4033	0,816	0,184
4	0,7964	0,2035	0,6022	0,3978	0,5803	0,4197	0,7929	0,2071
5	0,777	0,223	0,5871	0,4129	0,5711	0,4289	0,7742	0,2258
10	0,7162	0,2838	0,5622	0,4378	0,5548	0,4452	0,7174	0,2826

Продолжение табл. 2.1

k_1/k_2	$\nu = 0,35$				$\nu = 0,4$			
	$k_2 = 0,25$		$k_2 = 0,45$		$k_2 = 0,05$		$k_2 = 0,25$	
	α_1	β_1	α_1	β_1	α_1	β_1	α_1	β_1
1	0,7138	0,2862	0,6859	0,3141	0,8777	0,1223	0,7137	0,2863
1,2	0,7055	0,2945	0,686	0,314	0,8696	0,1304	0,7061	0,2939
1,4	0,6977	0,3023	0,6848	0,3151	0,8619	0,1381	0,6989	0,3011
1,6	0,6902	0,3098	0,6827	0,3173	0,8546	0,1454	0,6919	0,3081
1,8	0,6831	0,3169	0,6799	0,3201	0,8476	0,1524	0,6852	0,3147
2	0,6763	0,3237	0,6767	0,3233	0,8409	0,1591	0,6789	0,3211
2,5	0,6611	0,3389	0,6688	0,3312	0,8256	0,1744	0,6646	0,3354
3	0,6484	0,3516	0,6624	0,3376	0,812	0,188	0,6528	0,3472
4	0,6303	0,3697	0,6545	0,3455	0,7889	0,2111	0,6362	0,3638
5	0,6197	0,3803	0,6506	0,3494	0,7702	0,2298	0,6271	0,3729
10	0,6065	0,3935	0,6426	0,3574	0,7142	0,2858	0,618	0,382

2.3. ПОРЯДОК ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК КУСТОВ СВАЙ

Для того чтобы рассчитать осадку куста свай по формуле (2.7) с размерами в плане $2a \times 2b$, длиной свай l и нагрузкой на куст P , нужно определить коэффициенты k_1, k_2 , средневзвешенное значение модуля деформации E , модуль сдвига G , вычислить значение интегралов J_n , а по формулам (2.9), (2.10) — компоненты перемещения, решить систему уравнений (2.12), (2.13) и найти значения коэффициентов α_n, β_n .

Для практического пользования формула расчета осадок кустов свай приведена к виду

$$S = \frac{P}{EI} W_0, \quad (2.15)$$

где S — осадка куста свай, см; P — нагрузка на куст свай, кН; l — длина свай, см; E — модуль деформации грунта, кПа.

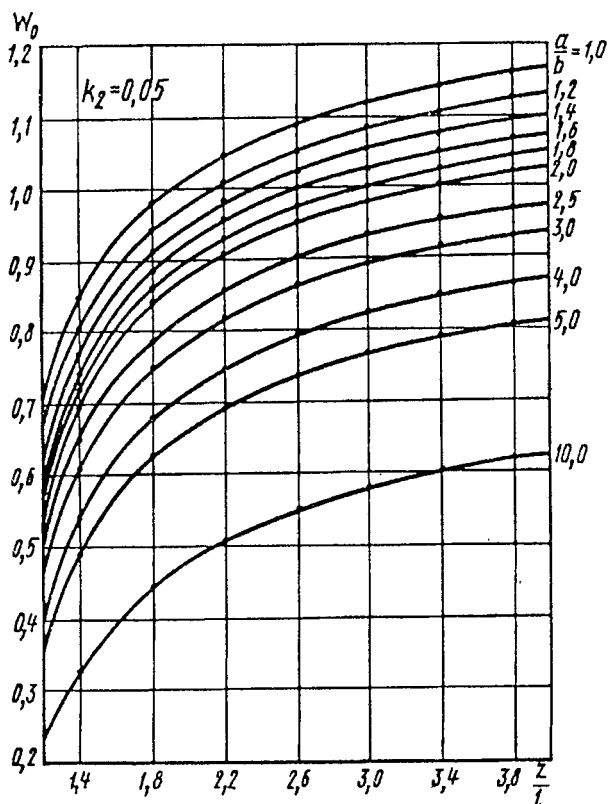
Принимается средневзвешенное значение E до границы активной зоны с учетом уплотнения грунта под сваями. Модуль деформации в уплотненной зоне можно определить по данным испытаний сваи-штампа по формуле

$$E = PW_0/Sl, \quad (2.16)$$

где P — нагрузка на сваю-штамп, кН; S — осадка сваи-штампа, см; l — длина сваи, см; W_0 — безразмерный коэффициент, равный среднему значению сумм, входящих в формулу (2.7):

$$W_0 = \frac{1+\nu}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \sum_{n=1}^3 \alpha_n w_n(z) + \sum_{k=1}^2 \beta_k \bar{w}_k(z) - \sum_{n=1}^3 \alpha_n w_n(z_0) - \sum_{k=1}^2 \beta_k \bar{w}_k(z_0) \right\}. \quad (2.17)$$

Значения W_0 табулированы в зависимости от коэффициента бокового расширения грунта $\nu = 0,2; 0,3; 0,35; 0,4; 0,5$, приведенной ширины кустов свай $2k_2 = 2b/l = 0,1; 0,5; 0,9$, отношения сторон фундамента $k_1/k_2 = 1; 1,2; 1,4; 1,6; 1,8; 2$;



+-

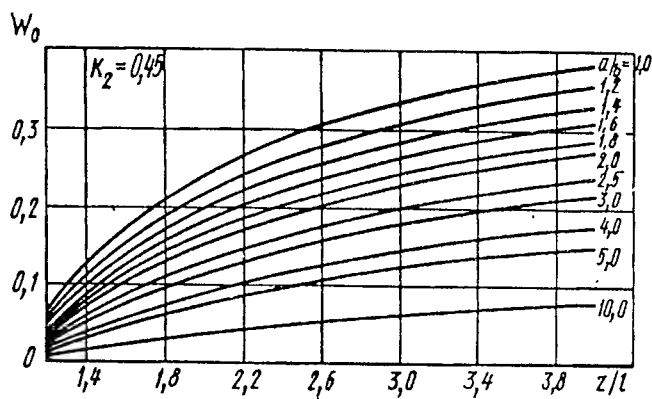
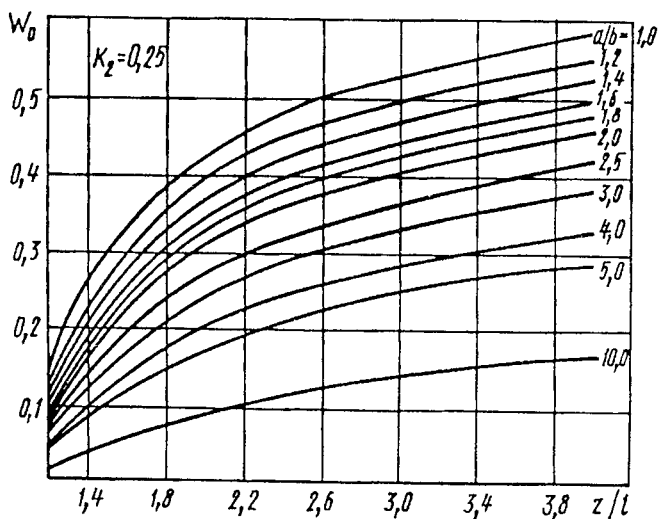


Рис. 2.5. Изменение W_0 в зависимости от размеров фундамента, границы активной зоны при $\nu = 0,35$ и различных K_2

2,5; 3; 4,0; 5; 10, приведенной границы активной зоны $z_0/l = 1,2$ — 4,0 через 0,2 (рис. 2.5).

В табл. 2.2 приведены значения W_0 при $\nu = 0,35$ для определения осадок по оси куста свай при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и в плоскости острия свай. Для определения других значений параметров составлены программы для ЭВМ.

Формула (2.15) применима в пределах линейной зависимости между нагрузкой и осадкой. До полной мобилизации сил трения по боковой поверхности свай зависимость между нагрузкой и осадкой линейная. При дальнейшем загрузении фундамента дополнительная нагрузка полностью передается

Т а б л и ц а 2.2. Значения W_0 для определения осадок кустов свай по оси фундамента

z_0/l	Значения W_0 при k_1/k_2										
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	10,0
$\nu = 0,35; k_2 = 0,05$											
1,2	0,707	0,665	0,629	0,598	0,570	0,545	0,493	0,451	0,387	0,339	0,213
1,4	0,887	0,846	0,811	0,780	0,753	0,728	0,674	0,629	0,555	0,497	0,326
1,6	0,977	0,937	0,902	0,872	0,845	0,820	0,766	0,721	0,646	0,586	0,399
1,8	1,034	0,994	0,960	0,930	0,903	0,878	0,825	0,780	0,705	0,644	0,450
2,0	1,075	1,035	1,001	0,971	0,944	0,920	0,867	0,822	0,747	0,686	0,489
2,2	1,107	1,067	1,032	1,003	0,976	0,952	0,899	0,853	0,779	0,718	0,519
2,4	1,131	1,091	1,057	1,027	1,001	0,976	0,924	0,879	0,804	0,743	0,543
2,6	1,151	1,111	1,077	1,048	1,021	0,997	0,944	0,899	0,824	0,763	0,563
2,8	1,168	1,128	1,094	1,064	1,038	1,014	0,961	0,916	0,841	0,780	0,574
3,0	1,182	1,142	1,108	1,079	1,052	1,028	0,975	0,930	0,856	0,795	0,593
3,2	1,1945	1,1547	1,1207	1,0910	1,064	1,040	0,987	0,943	0,868	0,807	0,605
3,4	1,205	1,165	1,131	1,102	1,075	1,051	0,998	0,953	0,879	0,818	0,616
3,6	1,215	1,175	1,141	1,111	1,084	1,060	1,008	0,963	0,888	0,827	0,625
3,8	1,223	1,183	1,149	1,119	1,093	1,069	1,016	0,971	0,897	0,836	0,634
4,0	1,230	1,190	1,157	1,127	1,100	1,076	1,023	0,979	0,904	0,843	0,641
$\nu = 0,35; k_2 = 0,25$											
1,2	0,137	0,122	0,110	0,101	0,094	0,088	0,075	0,066	0,053	0,044	0,023
1,4	0,254	0,229	0,209	0,192	0,178	0,167	0,144	0,127	0,102	0,085	0,045
1,6	0,332	0,304	0,280	0,260	0,243	0,228	0,198	0,175	0,142	0,119	0,063
1,8	0,388	0,357	0,332	0,310	0,291	0,274	0,241	0,214	0,175	0,147	0,079
2,0	0,428	0,399	0,370	0,348	0,328	0,311	0,274	0,245	0,202	0,170	0,092
2,2	0,459	0,427	0,400	0,377	0,357	0,339	0,301	0,271	0,224	0,190	0,104
2,4	0,484	0,452	0,425	0,401	0,381	0,363	0,324	0,292	0,244	0,208	0,115
2,6	0,504	0,472	0,445	0,421	0,400	0,382	0,342	0,310	0,260	0,223	0,124
2,8	0,521	0,489	0,461	0,438	0,417	0,398	0,358	0,326	0,274	0,236	0,133
3,0	0,535	0,503	0,475	0,452	0,431	0,412	0,372	0,339	0,287	0,247	0,141
3,2	0,547	0,515	0,488	0,464	0,443	0,424	0,384	0,350	0,298	0,258	0,146
3,4	0,558	0,526	0,498	0,474	0,453	0,434	0,394	0,360	0,307	0,267	0,154
3,6	0,568	0,535	0,508	0,484	0,463	0,444	0,403	0,369	0,316	0,275	0,160
3,8	0,576	0,543	0,516	0,492	0,471	0,452	0,411	0,377	0,324	0,282	0,166
4,0	0,584	0,551	0,523	0,499	0,478	0,459	0,418	0,385	0,331	0,289	0,171

z_0/l	Значения W_0 при k_1/k_2										
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	10,0
$\nu = 0,35; k_2 = 0,45$											
1,2	0,0608	0,0530	0,0471	0,0425	0,0388	0,0357	0,0298	0,0256	0,0198	0,0161	0,0083
1,4	0,1187	0,1035	0,0921	0,0831	0,0758	0,0697	0,0583	0,0500	0,0389	0,0317	0,0163
1,6	0,1687	0,1485	0,1329	0,1204	0,1101	0,1016	0,0852	0,0733	0,0572	0,0466	0,0240
1,8	0,2094	0,1862	0,1677	0,1527	0,1403	0,1298	0,1094	0,0945	0,0739	0,0604	0,0311
2,0	0,2422	0,2170	0,1968	0,1802	0,1662	0,1543	0,1308	0,1134	0,0891	0,0729	0,0377
2,2	0,2689	0,2425	0,2211	0,2033	0,1883	0,1753	0,1495	0,1301	0,1027	0,0843	0,0437
2,4	0,2909	0,2637	0,2416	0,2230	0,2072	0,1935	0,1859	0,1450	0,1149	0,0946	0,0492
2,6	0,3093	0,2816	0,2589	0,2398	0,2234	0,2092	0,1803	0,1581	0,1260	0,1040	0,0542
2,8	0,3249	0,2969	0,2738	0,2543	0,2375	0,2229	0,1930	0,1698	0,1360	0,1126	0,0689
3,0	0,3384	0,3101	0,2867	0,2669	0,2498	0,2349	0,2042	0,1803	0,1450	0,1204	0,0633
3,2	0,3501	0,3216	0,2980	0,2779	0,2606	0,2455	0,2142	0,1897	0,1533	0,1276	0,0674
3,4	0,3603	0,3317	0,3079	0,2877	0,2702	0,2549	0,2232	0,1981	0,1607	0,1343	0,0713
3,6	0,3694	0,3406	0,3167	0,2964	0,2788	0,2633	0,2312	0,2057	0,1676	0,1403	0,0749
3,8	0,3774	0,3486	0,3246	0,3042	0,2864	0,2708	0,2384	0,2127	0,1738	0,1460	0,0783
4,0	0,3846	0,3557	0,3316	0,3111	0,2933	0,2776	0,2450	0,2190	0,1796	0,1512	0,0815

грунту в плоскости острия свай; напряжения и осадки в плоскости острия свай с этого момента возрастают более интенсивно. Однако у кустов свай, в отличие от одиночных свай, не наблюдается резкого возрастания осадок, поэтому для кустов свай можно с достаточной для практики точностью применять линейную зависимость между осадкой и нагрузкой при осадках до 30—40 мм, а в некоторых случаях до 50—60 мм. В этих пределах применима формула (2.15). При дальнейшем увеличении зависимость осадка—нагрузка нелинейна.

Строгое решение задачи теории нелинейно-деформируемой среды пока еще отсутствует. Для практических расчетов можно воспользоваться рекомендациями гл. 8.

2.4. РАСЧЕТ ОСАДОК И КРЕНА ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При внецентренном нагружении свайных фундаментов возникает крен. В этом случае для проектирования кустов свай по предельным состояниям необходимо определять среднюю осадку, осадки у краев фундаментов, крен. При этом нагрузка по площади основания и по боковой поверхности распределена неравномерно. На основании теоретических решений разработаны методы расчета осадок, крена кустов свай при их внецентренном нагружении (А.А. Бартоломей, С.Я. Гусман, 1973, 1975).

Для расчета средних осадок внецентренно нагруженных кустов свай в пределах линейной зависимости "нагрузка—осадка" получена формула

$$S = \frac{P}{E_1 l} W_n \quad \text{или} \quad S = \frac{P (c_n + V_n)}{2 E_1 l}, \quad (2.18)$$

где P — нагрузка на куст свай, кН; l — длина свай, см; W_n , C_n , V_n — соответственно безразмерные компоненты перемещения для определения осадок по оси внецентренно нагруженного фундамента, по оси грани фундамента или угловой точки в сторону перемещения эксцентриситета, по оси грани или угловой точки противоположной стороны перемещения эксцентриситета. Значения W_n , C_n , V_n табулированы в зависимости от эксцентриситета приложения нагрузки, параметров фундаментов, коэффициента бокового расширения грунта, приведенной глубины границы активной зоны z_0/l ; E — модуль деформации активной зоны. Некоторые значения W_n , C_n , V_n приведены в табл. 2.3.

Крен внецентренно нагруженных свайных фундаментов при направлении эксцентриситета приложения нагрузки по оси определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P (c_n - V_n)}{2 a E_1 l}, \quad (2.19)$$

Т а б л и ц а 2.3. Значения W_n , C_n , V_n для определения осадок и крена внецентренно нагруженных свайных фундаментов при $\nu = 0,3$; $k_T = 1$; $k_2 = 0,25$

z_0/l	Направление и величина эксцентриситета									
	по оси					по диагонали				
	0,0	0,25a	0,5a	0,25a	0,5a	0,0	0,25	0,5	0,25	0,5
	W_n	C_n		V_n		W_n	C_n		V_n	
1,1	0,05	0,06	0,08	0,03	0,01	0,07	0,10	0,13	0,02	0,005
1,2	0,08	0,12	0,15	0,05	0,02	0,13	0,18	0,23	0,03	0,012
1,4	0,14	0,20	0,26	0,09	0,04	0,22	0,30	0,38	0,07	0,014
1,6	0,20	0,27	0,33	0,13	0,07	0,30	0,39	0,49	0,10	0,015
1,8	0,24	0,32	0,40	0,16	0,11	0,35	0,46	0,57	0,13	0,017
2,0	0,27	0,36	0,44	0,19	0,14	0,39	0,51	0,63	0,16	0,019
2,2	0,30	0,39	0,48	0,21	0,16	0,42	0,55	0,68	0,18	0,030
2,4	0,32	0,41	0,51	0,23	0,18	0,45	0,59	0,73	0,20	0,039
2,6	0,34	0,44	0,53	0,25	0,20	0,48	0,61	0,75	0,21	0,047

а при направлении эксцентриситета приложения нагрузки по диагонали — по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P(C_n - V_n)}{2 a E_1 L} \cos \varphi, \quad (2.20)$$

где $2a$ — длина или ширина фундамента в сторону смещения эксцентриситета приложения нагрузки; φ — угол между осью фундамента и диагональю.

Для определения осадок внецентренно нагруженных свайных фундаментов с учетом влияния областей предельно напряженного состояния на величины осадки (по В.Г. Березанцеву, 1970) получена формула

$$S = \frac{P_{\text{проп}}}{E_1 l} W_n + \bar{S} \frac{c_p B}{2 E_n}, \quad (2.21)$$

где $P_{\text{проп}}$ — несущая способность свайного фундамента в пределах пропорциональной зависимости осадки от нагрузки;

$$P_{\text{проп}} = \frac{S_{\text{пр.сд}} E_1 l}{W_n};$$

E_1 — модуль деформации в пределах линейной зависимости осадки от нагрузки, определяемый по данным испытания сваи-штампа; E_n — модуль деформации, определяемый по данным испытания сваи-штампа при различных осадках за пределом пропорциональности; C_p — расчетное значение сил сцепления грунта; B — ширина фундамента; $\bar{S}$ — безразмерная величина, принимаемая по графику В.Г. Березанцева

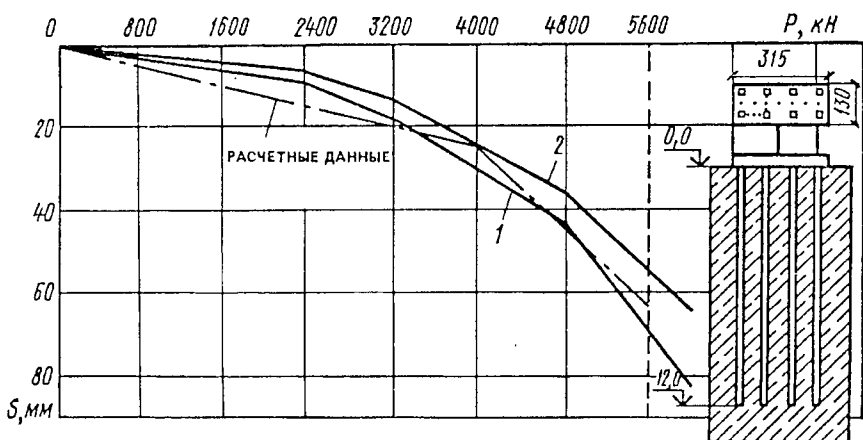


Рис. 2.6. Сравнение расчетных и фактических осадок свайного фундамента из свай сечением 30х30 см, длиной 12 м

1 — при отсутствии контакта ростверка с грунтом; 2 — при опирании ростверка на грунт

(см. рис. 8.2); $S_{\text{пр.сд}}$ — осадка, при которой полностью мобилизуются силы трения по боковой поверхности свай.

На основании многочисленных экспериментов установлено, что для свайных фундаментов сдвиговые осадки равны 30—40 мм. На рис. 2.6 дано сравнение фактических осадок свайных фундаментов с расчетными. Из приведенных данных видно, что разработанные методы позволяют с достаточной для практики точностью рассчитывать осадки свайных фундаментов.

Глава 3. РАСЧЕТ ОСАДОК ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

3.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ПРИ РЕШЕНИИ ЗАДАЧИ

Экспериментальные исследования работы ленточных свайных фундаментов в различных грунтовых условиях подтвердили известное положение, что при расстоянии между сваями 3—4 d сваи и зажатый между ними грунт можно с достаточной для практики точностью рассматривать как единый массив, а измерения напряжений и деформаций в межсвайном пространстве и активной зоне позволили вскрыть физическую сущность этого процесса. Расчет осадки ленточных свайных фундаментов в этом случае сводится к решению плоской задачи с учетом приложения нагрузки внутри полупространства. Здесь рассматривается общая методика расчета осадок ленточных свайных фундаментов при расположении свай в один, два и три ряда (рис. 3.1).

Разработанный метод учитывает такие важные факторы, как глубина приложения нагрузки и передача ее через боковую поверхность фундамента и в плоскости острия свай, размеры фундамента, коэффициент бокового расширения грунта, напряжения и деформации во всей активной зоне. Для практического пользования с помощью ЭЦВМ составлены таблицы и графики-номограммы, позволяющие при минимальных затратах времени определять осадку ленточных свайных фундаментов.

При решении задачи приняты следующие исходные положения:

- 1) грунт считается линейно-деформируемым телом;
- 2) сваи и зажатый между ними грунт рассматриваются как единый массив (см. рис. 3.1);
- 3) нагрузка передается грунту по боковой поверхности ленточных свайных фундаментов и в плоскости нижних концов свай.

Основные виды эпюр передачи нагрузки приведены на рис. 3.2. При решении плоской задачи для определения осадок ленточных свайных фундаментов рассмотрены следующие случаи передачи нагрузки по боковой поверхности свай: равномерное распределение сил трения по боковой поверхности, распределение сил трения по треугольнику и по кривой второго порядка. В плоскости нижних концов свай нагрузка распределена равномерно по ширине фундамента, по парабо-

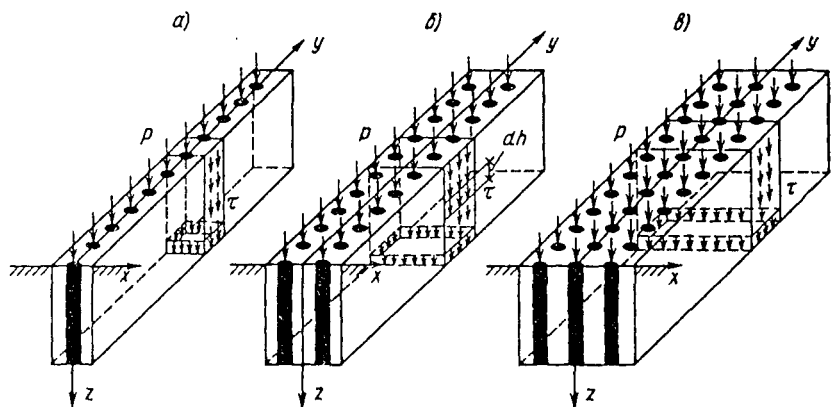


Рис. 3.1. Ленточные свайные фундаменты с расположением свай в один ряд (а), два ряда (б) и три ряда (в)

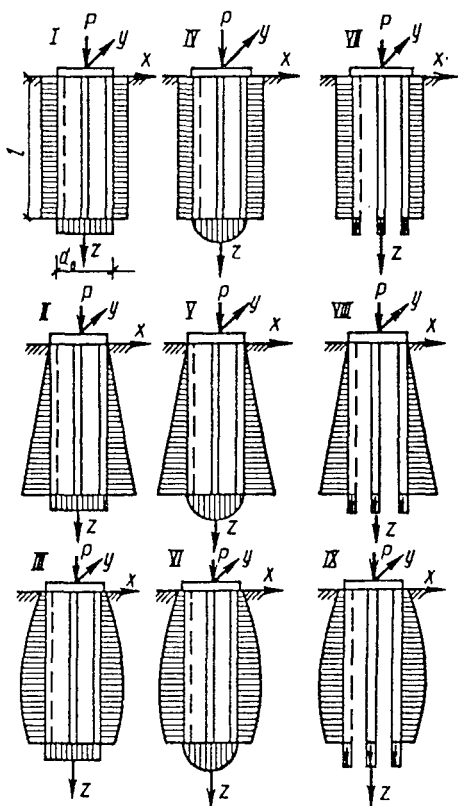


Рис. 3.2. Расчетные схемы для определения осадок с учетом закономерности передачи нагрузок по боковой поверхности и в плоскости острия свай

ле; нагрузка передается по участкам рядов свай (дискретно). Расчетные схемы приведены на рис. 3.2.

Анализ закономерностей передачи нагрузки сваями грунту показал, что в общем виде характер передачи нагрузки через боковую поверхность можно записать так:

$$\frac{a_1 P}{l} + \frac{2a_2 h P}{l^2} + \frac{3a_3 h^2 P}{l^3} = P_{\text{уд.б}}, \quad (3.1a)$$

а в плоскости острия свай

$$\frac{b_1 P}{d_0} + \frac{12 b_2}{d_0^3} \left(x - \frac{d_0}{2} \right)^2 P + \frac{b_3 P}{n d} = P_{\text{уд.о}}, \quad (3.1б)$$

где a_n , b_n — безразмерные коэффициенты, зависящие от эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. При $a_1 \neq 0$, $a_2 = a_3 = 0$ имеем равномерное распределение сил трения по боковой поверхности; при $a_1, a_2 \neq 0$, $a_3 = 0$ силы трения распределены по треугольнику; при $a_1, a_2, a_3 \neq 0$ — по кривой второго порядка. При $b_1 \neq 0$, $b_2 = b_3 = 0$ нагрузка в плоскости нижних концов свай распределена равномерно по ширине фундамента, при $b_1, b_2 \neq 0$, $b_3 = 0$ — по параболе. Если $b_1, b_3 \neq 0$, $b_2 = 0$, то нагрузка передается по участкам рядов свай (дискретно); P — нагрузка на свайный фундамент, Н/см; l — длина свай, см; h — глубина расположения рассматриваемой точки, см; d_0 — ширина фундамента, см, для однорядного свайного фундамента; $d_0 = d$ (d — диаметр свай), для двухрядного $d_0 = 4d$, для трехрядного $d_0 = 7d$; x — расстояние от рассматриваемой точки до оси фундамента; n — число рядов свай; $P_{\text{уд}}$ — удельная нагрузка по боковой поверхности и в плоскости острия свай, кПа;

4) граница активной зоны находится на глубине, где напряжения от свайного фундамента не вызывают остаточных деформаций грунта. Практически границу активной зоны можно принять на глубине, где напряжения не превышают структурной прочности грунта (Н.А. Цытович, 1968). Если данные о структурной прочности сжатия грунта отсутствуют, рекомендуется границу активной зоны принимать на глубине, где дополнительные напряжения не превышают 0,01 МПа, так как структурная прочность характерна как для мало- и среднесжимаемых, так и для сильносжимаемых грунтов, и минимальное значение составляет порядка 0,01 МПа.

Уплотнение грунта в результате забивки свай учитывается через модуль деформации уплотненной зоны, который можно определить по данным испытания свай-штампа, элементов свайных фундаментов, статического зондирования и в соответствии с рекомендациями, изложенными в гл. 1.

Для решения задачи использована формула М.И. Горбунова-Посадова для вертикальной компоненты перемещения в случае плоской задачи при загрузке основания вертикальными силами P , приложенными на глубине h (М.И. Горбунов-

Посадов, О.А. Шехтер, В.А. Кофман, 1954). Формула была получена с точностью до неизвестной функции на основании решения задачи Е. Мелана (Melan, 1932).

Формула для вертикальной компоненты перемещения имеет вид

$$W = - \frac{P}{\pi E_1} \left\{ - \frac{1}{2} (1 + \nu_1) \left[- \frac{x^2}{2r_1^2} + \ln r_1 r_2 + \frac{x^2 - 4hz - 2h^2}{2r_2^2} + \frac{2 \cdot hzx^2}{r_2^4} \right] + \right. \\ \left. + \frac{1}{4} (1 - \nu_1) \left[\ln r_1 + 3 \ln r_2 + \frac{2(x^2 + hz + h^2)}{r_2^2} \right] + \right. \\ \left. + \frac{\nu_1}{2} (1 + \nu_1) \left[- \frac{x^2}{2r_1^2} + \frac{x^2 + 2h^2}{2r_2^2} + \frac{2hzx^2}{r_2^4} \right] + \right. \\ \left. + \frac{\nu_1}{4} (1 - \nu_1) \left[\ln \frac{r_1}{r_2} + 2 \frac{h(z+h) + x^2}{r_2^2} \right] \right\} + B. \quad (3.2)$$

В этой формуле неизвестная функция B не определялась. Мы определили ее исходя из условия, что на глубине z_0 перемещения отсутствуют. Кроме того, анализ формулы (3.2) показал, что после некоторых преобразований и приведения подобных она может быть записана в более компактном виде

$$W = - \frac{P}{\pi E_1} \left[- \frac{3 + 2\nu_1 - \nu_1^2}{4} (\ln r_1 + \frac{x^2}{r_2^2}) + \frac{5 - 2\nu_1 + \nu_1^2}{4} x \right. \\ \left. x \ln r_2 + \frac{(1 + \nu_1)^2}{2} \left(- \frac{x^2}{2r_1^2} + \frac{2hzx^2}{r_2^4} - \frac{hz}{r_2^2} \right) \right] + B, \quad (3.3)$$

где W — перемещение точки от силы P ; $E_1 = E/(1 - \mu^2)$; E — модуль деформации грунта; ν — коэффициент бокового расширения грунта; B — неизвестная переменная функция, которая определена из условия, что на глубине z_0 перемещения отсутствуют;

$$\nu_1 = \frac{\nu}{1 - \nu}; \quad r_1 = \sqrt{(z - h)^2 + x^2}; \quad r_2 = \sqrt{(z + h)^2 + x^2}; \\ B = - \frac{P}{\pi E_1} \left[- \frac{3 + 2\nu_1 - \nu_1^2}{4} \left(\ln r_1 + \frac{x^2}{r_2^2} \right) + \frac{5 - 2\nu_1 + \nu_1^2}{4} \ln r_2 + \right. \\ \left. + \frac{(1 + \nu_1)^2}{2} \left(- \frac{x^2}{2r_1^2} + \frac{2hzx^2}{r_2^4} - \frac{hz}{r_2^2} \right) \right] \text{ при } z = z_0. \quad (3.4)$$

3.2. АЛГОРИТМ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Для определения осадки ленточного свайного фундамента шириной d_0 при длине свай l подставим значение силы, приходящейся на единицу длины фундамента [формула (3.1a)], в выражение (3.3) и проинтегрируем это выражение по h в пределах от 0 до l . В этом случае получим осадку от сил трения по боковой поверхности ленточного свайного фундамента. Для определения осадки от сил, передающихся через подошву ленточного свайного фундамента, проинтегрируем выражение (3.3) с учетом (3.1б) по x в пределах от 0 до d_0 при $h = l$. Введем следующие обозначения:

$$\lambda_1 = \frac{3 + 2\nu_1 - \nu_1^2}{4}; \quad \lambda_2 = \frac{5 - 2\nu_1 + \nu_1^2}{4}; \quad \lambda_3 = \frac{(1 + \nu_1)^2}{2}; \quad \bar{x} = x/l;$$

$$\bar{z} = z/l; \quad \bar{h} = h/l; \quad \beta = d_0/l; \quad \bar{z}_0 = z_0/l; \quad \delta = d/l;$$

$$\psi_1(\bar{x}, \bar{z}, \bar{h}) = \ln \frac{r_1}{l} + \frac{x^2}{r_2^2};$$

$$\psi_2(\bar{x}, \bar{z}, \bar{h}) = \ln \frac{r_2}{l}; \quad \psi_3(\bar{x}, \bar{z}, \bar{h}) = \frac{x^2}{2r_1^2} - \frac{hz}{r_2^2} + \frac{2hzx^2}{r_2^4};$$

$$f_1(\bar{x}) = \frac{1}{d_0}; \quad f_2(\bar{x}) = \frac{12}{d_0^3} \left(x - \frac{d_0}{2}\right)^2.$$

При передаче нагрузки дискретно в плоскости острия:
для двухрядных свайных фундаментов

$$f_3(x) = \begin{cases} \frac{1}{2\delta}; & 0 \leq x \leq \delta \text{ и } 3\delta \leq x \leq 4\delta; \\ \delta \leq x \leq 3\delta; \end{cases}$$

для трехрядного фундамента

$$f_3(\bar{x}) = \begin{cases} \frac{1}{3\delta}; & 0 \leq \bar{x} \leq \delta \text{ и } 3\delta \leq \bar{x} \leq 4\delta; \quad 6\delta \leq \bar{x} \leq 7\delta; \\ 0; & \delta \leq \bar{x} \leq 3\delta; \quad 4\delta \leq \bar{x} \leq 6\delta. \end{cases}$$

В общем виде формула для определения осадок ленточных свайных фундаментов имеет вид

$$\begin{aligned}
 S = & \frac{P}{\pi E} \left\{ \int_0^1 (a_1 + 2a_2\bar{h} + 3a_3\bar{h}^2) [\lambda_1\psi_1(\bar{0}, \bar{z}, \bar{h}) + \right. \\
 & + \lambda_2\psi_2(0, \bar{z}, \bar{h}) + \lambda_3\psi_3(0, \bar{z}, \bar{h})] d\bar{h} + \\
 & + \int_0^\beta [b_1f_1(\bar{x}) + b_2f_2(\bar{x}) + b_3f_3(\bar{x})] \times \\
 & \times [\lambda_1\psi_1(\bar{x}, \bar{z}, 1) + \lambda_2\psi_2(\bar{x}, \bar{z}, 1) + \lambda_3\psi_3(\bar{x}, \bar{z}, 1)] d\bar{x} - \\
 & - \int_0^1 (a_1 + 2a_2\bar{h} + 3a_3\bar{h}^2) [\lambda_1\psi_1(0, \bar{z}_0, \bar{h}) + \\
 & + \lambda_2\psi_2(0, \bar{z}_0, \bar{h}) + \lambda_3\psi_3(0, \bar{z}_0, \bar{h})] d\bar{h} - \int_0^\beta [b_1f_1(\bar{x}) + \\
 & + b_2f_2(\bar{x}) + b_3f_3(\bar{x})] [\lambda_1\psi_1(\bar{x}, \bar{z}_0, 1) + \\
 & + \lambda_2\psi_2(\bar{x}, \bar{z}_0, 1) + \lambda_3\psi_3(\bar{x}, \bar{z}_0, 1)] d\bar{x} \Big\}. \quad (3.5)
 \end{aligned}$$

В результате решения задачи получена формула для определения осадки однорядных и многорядных свайных фундаментов:

$$\begin{aligned}
 S = & \frac{P}{E} \left\{ \sum_{n=1}^3 [a_n W_n(z) + b_n \bar{W}_n(z)] - \sum_{n=1}^3 [a_n W_n(z_0) + \right. \\
 & + b_n \bar{W}_n(z_0)] \Big\}, \quad (3.6)
 \end{aligned}$$

где a_n, b_n — безразмерные коэффициенты, зависящие от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай.

Компоненты перемещений $W_n, \bar{W}_n$, вызванных силами трения по боковой поверхности и силами в плоскости нижних концов свай, вычисляются при z, z_0 по формуле

$$W_n = \frac{3 + 2\nu_1 - \nu_1^2}{4} \mathcal{I}_{n1} + \frac{5 - 2\nu_1 + \nu_1^2}{4} \mathcal{I}_{n2} + \frac{(1 + \nu_1)^2}{2} \mathcal{I}_{n3}, \quad (3.7)$$

где

$$\nu_1 = \frac{\nu}{1 - \nu}; \quad n_{1-3} = 1, 2, \dots, 6;$$

Интегралы I_n взяты в элементарных функциях, и их значения приведены в работах А.А. Бартоломея (1970, 1982).

3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ a_n И b_n , ЗАВИСЯЩИХ ОТ ВИДА ЭПЮР ПЕРЕДАЧИ НАГРУЗКИ ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА И В ПЛОСКОСТИ ОСТРИЯ СВАЙ

Безразмерные коэффициенты, зависящие от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности свайного фундамента и в плоскости острия свай, можно определить по способу наименьших квадратов исходя из условия, что перемещения свай постоянны по всей длине и осадки боковой поверхности от сил $a_n P$ и острия свай от сил $b_n P$ равны. Коэффициенты в этом случае должны быть подобраны так, чтобы сумма квадратов разностей была наименьшей:

$$\sum (W_i - c)^2 = 0. \quad (3.8)$$

Для выполнения условия (3.8) достаточно, чтобы

$$\left. \begin{aligned} \frac{d \sum (W_i - c)^2}{da_1} &= 0; & \frac{d \sum (W_i - c)^2}{da_2} &= 0; \\ \frac{d \sum (W_i - c)^2}{da_3} &= 0; & \frac{d \sum (W_i - c)^2}{db_1} &= 0; \\ \frac{d \sum (W_i - c)^2}{db_2} &= 0; & \frac{d \sum (W_i - c)^2}{db_3} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

В раскрытом виде эти выражения дают следующую систему уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \sum (a_1 W_1 + a_2 W_2 + a_3 W_3 + b_1 \bar{W}_1 + b_2 \bar{W}_2 + \\ + b_3 \bar{W}_3 - c) \bar{W}_1 &= 0; \\ \sum (a_1 W_1 + a_2 W_2 + a_3 W_3 + b_1 \bar{W}_1 + b_2 \bar{W}_2 + \\ + b_3 \bar{W}_3 - c) \bar{W}_2 &= 0; \\ \sum (a_1 W_1 + a_2 W_2 + a_3 W_3 + b_1 \bar{W}_1 + b_2 \bar{W}_2 + \\ + b_3 \bar{W}_3 - c) \bar{W}_3 &= 0; \\ \sum (a_1 W_1 + a_2 W_2 + a_3 W_3 + b_1 \bar{W}_1 + b_2 \bar{W}_2 + \\ + b_3 \bar{W}_3 - c) \bar{W}_1 &= 0; \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sum (a_1 W_1 + a_2 W_2 + a_3 W_3 + b_1 \bar{W}_1 + b_2 \bar{W}_2 + \\ + b_3 \bar{W}_3 - c) \bar{W}_2 &= 0; \\ \sum (a_1 W_1 + a_2 W_2 + a_3 W_3 + b_1 \bar{W}_1 + b_2 \bar{W}_2 + \\ + b_3 \bar{W}_3 - c) \bar{W}_3 &= 0. \end{aligned} \right\}$$

Неизвестными в этой системе уравнений являются величины a_n , b_n , c . Этих неизвестных семь, а уравнений шесть. Для определения неизвестных необходимо к системе уравнений добавить еще одно уравнение: сумма коэффициентов, определяющих характер передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свайного фундамента, равна единице:

$$\sum a_n + \sum b_n = 1. \quad (3.11)$$

Следует отметить, что уравнение (3.11) является уравнением равновесия при единичной внешней нагрузке.

Число уравнений в системе (3.10) зависит от выбора расчетной схемы: если в расчетной схеме часть коэффициентов a_n или b_n равна нулю, то вместе с n неизвестным из системы исключается n -е уравнение. Например, нагрузка от свайного фундамента передается равномерно по боковой поверхности и в плоскости острия (схема I):

$$a_1 \neq 0; a_2 = a_3 = 0; b_1 \neq 0; b_2 = b_3 = 0.$$

В этом случае система состоит из трех уравнений:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \sum W^2 + b_1 \sum W_1 \bar{W} &= c W_1; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_1 + b_1 \sum \bar{W}_1^2 &= c \bar{W}_1; \\ a_1 + b_1 &= 1. \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

Каждой расчетной схеме (см. рис. 3.2) соответствует система уравнений:

для схемы II:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \sum W_1^2 + a_2 \sum W_1 W_2 + b_1 \sum W_1 \bar{W}_1 &= c W_1; \\ a_1 \sum W_1 W_2 + a_2 \sum W_2^2 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_2 &= c W_2; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_1 + a_2 \sum \bar{W}_1 W_2 + b_1 \sum \bar{W}_1^2 &= c \bar{W}_1; \\ a_1 + a_2 + b_1 &= 1; \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

для схемы III :

$$\left. \begin{aligned} a_1 \sum W_1^2 + a_2 \sum W_1 W_2 + a_3 \sum W_1 W_3 + b \sum W_1 \bar{W}_1 &= c W_1; \\ a_1 \sum W_1 W_2 + a_2 \sum W_2^2 + a_3 \sum W_2 W_3 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_2 &= c W_2; \\ a_1 \sum W_1 W_3 + a_2 \sum W_2 W_3 + a_3 \sum W_3^2 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_3 &= c W_3; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_1 + a_2 \sum W_2 \bar{W}_1 + a_3 \sum W_3 \bar{W}_1 + b &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

для схемы IV:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \sum W_1^2 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_1 + b_2 \sum \bar{W}_2 W_1 &= c W_1; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_1 + b_1 \sum W_1^2 + b_2 \sum \bar{W}_1 \bar{W}_2 &= c \bar{W}_1; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_2 + b_1 \sum \bar{W}_1 \bar{W}_2 + b_2 \sum \bar{W}_2^2 &= c \bar{W}_2; \\ a_1 + b_1 + b_2 &= 1; \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

для схемы V:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \sum W_1^2 + a_2 \sum W_2 W_1 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_1 + b_2 \sum W_1 \bar{W}_2 &= c W_1; \\ a_1 \sum W_1 W_2 + a_2 \sum W_2^2 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_2 + b_2 \sum \bar{W}_2 W_2 &= c W_2; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_1 + a_2 \sum W_2 \bar{W}_1 + b_1 \sum \bar{W}_1^2 + b_2 \sum \bar{W}_2 \bar{W}_1 &= c \bar{W}_1; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_2 + a_2 \sum W_2 \bar{W}_2 + b_1 \sum \bar{W}_1 \bar{W}_2 + b_2 \sum \bar{W}_2^2 &= c \bar{W}_2; \\ a_1 + a_2 + b_1 + b_2 &= 1; \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

для схемы VI:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \sum W_1^2 + a_2 \sum W_1 W_2 + a_3 \sum W_1 W_3 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_1 + \\ + b_2 \sum W_1 \bar{W}_2 &= c W_1; \\ a_1 \sum W_1 W_2 + a_2 \sum W_2^2 + a_3 \sum W_2 W_3 + b_1 \sum \bar{W}_1 W_2 + \\ + b_2 \sum \bar{W}_2 W_2 &= c W_2; \\ a_1 \sum W_1 W_3 + a_2 \sum W_2 W_3 + a_3 \sum W_3^2 + b_1 \sum W_1 W_3 + \\ + b_2 \sum \bar{W}_2 W_3 &= c W_3; \\ a_1 \sum W_1 \bar{W}_1 + a_2 \sum W_2 \bar{W}_1 + a_3 \sum \bar{W}_1 W_3 + b_1 \sum \bar{W}_1^2 + \\ + b_2 \sum \bar{W}_1 \bar{W}_2 &= c \bar{W}_1; \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned}
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_2 + a_2 \Sigma W_2 \bar{W}_2 + a_3 \Sigma \bar{W}_2 W_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_2 + \\
& + b_2 \Sigma W_2^2 = c \bar{W}_2; \\
& a_1 + a_2 + a_3 + b_1 + b_2 = 1;
\end{aligned}$$

для схемы VII:

$$\left. \begin{aligned}
& a_1 \Sigma W_1^2 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 W_1 + b_3 \Sigma W_1 \bar{W}_3 = c W_1; \\
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_1 + b_1 \Sigma \bar{W}_1^2 + b_3 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_3 = c \bar{W}_1; \\
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_3 + b_3 \Sigma \bar{W}_3^2 = c \bar{W}_3; \\
& a_1 + b_1 + b_3 = 1;
\end{aligned} \right\} \quad (3.18)$$

для схемы VIII:

$$\left. \begin{aligned}
& a_1 \Sigma W_1^2 + a_2 \Sigma W_1 W_2 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_1 + b_3 \Sigma W_1 \bar{W}_3 = c W_1; \\
& a_1 \Sigma W_1 W_2 + a_2 \Sigma W_2^2 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 W_2 + b_3 \Sigma W_2 \bar{W}_3 = c W_2; \\
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_1 + a_2 \Sigma \bar{W}_1 W_2 + b_1 \Sigma \bar{W}_1^2 + b_3 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_3 = c \bar{W}_1; \\
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_3 + a_2 \Sigma W_2 \bar{W}_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 W_3 + b_3 \Sigma \bar{W}_3^2 = c \bar{W}_3; \\
& a_1 + a_2 + b_1 + b_3 = 1;
\end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

для схемы IX:

$$\left. \begin{aligned}
& a_1 \Sigma W_1^2 + a_2 \Sigma W_1 W_2 + a_3 \Sigma W_1 W_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_1 + \\
& + b_3 \Sigma W_1 \bar{W}_3 = c W_1; \\
& a_1 \Sigma W_1 W_2 + a_2 \Sigma W_2^2 + a_3 \Sigma W_2 W_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 W_2 + \\
& + b_3 \Sigma W_2 \bar{W}_3 = c W_2; \\
& a_1 \Sigma W_1 W_3 + a_2 \Sigma W_2 W_3 + a_3 \Sigma W_3^2 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 W_3 + \\
& + b_3 \Sigma \bar{W}_3 W_3 = c W_3; \\
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_1 + a_2 \Sigma \bar{W}_1 W_2 + a_3 \Sigma \bar{W}_1 W_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1^2 + \\
& + b_3 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_3 = c \bar{W}_1; \\
& a_1 \Sigma W_1 \bar{W}_3 + a_2 \Sigma W_2 \bar{W}_3 + a_3 \Sigma \bar{W}_3 W_3 + b_1 \Sigma \bar{W}_1 \bar{W}_3 + \\
& + b_3 \Sigma \bar{W}_3^2 = c \bar{W}_3;
\end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

$$a_1 + a_2 + a_3 + b_1 + b_3 = 1.]$$

Для решения систем уравнений (3.12)—(3.20) относительно неизвестных коэффициентов a_n, b_n, c надо найти числовые значения перемещений $W_n, \bar{W}_n$ в нескольких точках вдоль длины свай. Число точек должно быть больше числа уравнений в системе. Нами было принято число точек $m = 10$. Анализ показал, что дальнейшее увеличение числа точек практически не влияет на точность определения коэффициентов a_n, b_n, c . Для этих точек вычисляли значения интегралов I_n по формуле (3.7), компоненты перемещения $W_n, \bar{W}_n$ в зависимости от коэффициента бокового расширения грунта ν и приведенной ширины фундамента $d_0/l = \beta$. В этих же точках вычисляли квадраты компонент, их произведения. В результате решения систем уравнений (3.12)—(3.20) для каждой расчетной схемы найдены коэффициенты a_n, b_n , которые характеризуют соотношение между несущей способностью боковой поверхности и сопротивлением подошвы ленточных свайных фундаментов (табл. 3.1) [5].

Анализ данных табл. 3.1 показал, что соотношение между несущей способностью боковой поверхности и сопротивлением подошвы ленточных свайных фундаментов зависит от приведенной ширины фундамента, коэффициента бокового расширения грунта, характера эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. В ленточных свайных фундаментах в зависимости от приведенной ширины, грунтовых условий, вида эпюр передачи нагрузки на долю подошвы приходится 29—87% несущей способности фундамента.

На рис. 3.3 показаны соотношения между коэффициентами a_n и b_n для различных случаев передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия и в зависимости от приведенной ширины фундамента и коэффициента бокового расширения грунта. Кривые делят поле на два участка: зна-

Т а б л и ц а 3.1. Значения коэффициентов a_n и b_n при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости острия

β	Значения a_n и b_n при ν							
	0,2		0,3		0,35		0,4	
	a_n	b_n	a_n	b_n	a_n	b_n	a_n	b_n
0,05	0,618	0,382	0,637	0,363	0,645	0,355	0,651	0,349
0,1	0,554	0,446	0,577	0,423	0,586	0,414	0,593	0,407
0,2	0,464	0,536	0,491	0,509	0,501	0,499	0,509	0,491
0,3	0,393	0,607	0,421	0,579	0,432	0,568	0,439	0,561
0,35	0,362	0,638	0,391	0,609	0,402	0,598	0,409	0,591
0,4	0,334	0,666	0,363	0,637	0,374	0,626	0,38	0,62

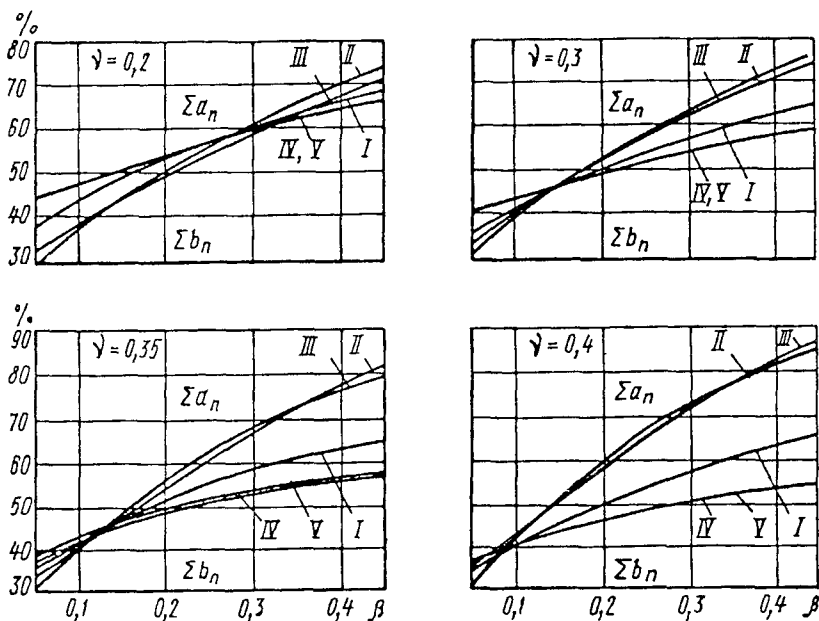


Рис. 3.3. Соотношения между коэффициентами a_n и b_n для различных расчетных схем I—V и в зависимости от приведенной ширины фундамента и коэффициента бокового расширения грунта ν

чения ординаты выше каждой кривой характеризуют сопротивление боковой поверхности, а ниже кривой — сопротивление подошвы. Из графиков видно, что доля нагрузки, воспринимаемая подошвой, возрастает по мере увеличения ширины фундамента. В зависимости от характера эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия соотношения между a_n и b_n изменяются на 5—16% при приведенной ширине 0,05 и на 7—34% — при приведенной ширине 0,45.

Как указывалось в гл. 1, при работе свайных фундаментов в однородных грунтах и при нагрузках в пределах $(0,4-0,8)P_{пр}$ аналитические коэффициенты a_n и b_n с достаточной для практики точностью характеризуют соотношения между несущей способностью по боковой поверхности и сопротивлением подошвы ленточных свайных фундаментов. В реальных условиях может быть различное напластование грунтов, и силы трения могут изменяться в значительных пределах. Кроме того, силы трения изменяются по мере возрастания осадок. Поэтому важно оценить, как влияют силы трения по боковой поверхности на распределение напряжений ниже плоскости острия свай и осадку фундаментов. Ана-

лиз результатов экспериментальных и аналитических исследований показывает, что при передаче через боковую поверхность до 40—50% нагрузки вертикальные напряжения выше плоскости острия свай составляют 10—20% напряжений в плоскости острия свай (см. рис. 2.4, 4.7, 4.8). Это объясняется тем, что напряжения от сил трения по боковой поверхности рассеиваются в окружающем грунте, поэтому даже значительные изменения сил трения по боковой поверхности приведут к небольшим (5—10%) изменениям напряжений в плоскости острия свайного фундамента, а следовательно, и осадок свайного фундамента.

3.4. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

Расчет осадок ленточных свайных фундаментов необходимо выполнять в том случае, если сваи прорезают глинистые грунты различной консистенции и опираются нижними концами на пески средней плотности и глинистые грунты мягкопластичной, тугопластичной и полутвердой консистенции. При опирании нижних концов свай на крупнообломочные и плотные песчаные грунты и глинистые грунты твердой консистенции расчет осадок свайных фундаментов гражданских зданий можно не производить, так как осадки в этих случаях будут незначительными.

Для того чтобы рассчитать по формуле (3.6) осадку ленточного свайного фундамента шириной d_0 с длиной свай l и нагрузкой на сваю P , нужно определить:

- 1) нормативную нагрузку на свайный фундамент;
- 2) границу активной зоны;
- 3) приведенную ширину свайного фундамента;
- 4) значение интегралов $I_n(-\frac{x}{m})$, $I_n(z_0)$ при $i = 1, 2, 3, \dots, 10$, $m = 10$ и компоненты перемещения W_n по формуле (3.7).

Затем нужно решить систему уравнений (3.10) для выбранной расчетной схемы и определить коэффициенты a_n , b_n .

Описанные выше расчеты весьма трудоемки, поэтому для практического применения разработанного метода составлены таблицы значений сумм, входящих в формулу (3.6),

$$\sum_{n=1}^3 [a_n W_n(z) + b_n \bar{W}_n(z)] - \sum_{n=1}^3 [a_n W_n(z_0) + b_n \bar{W}_n(z_0)] = \delta_0. \quad (3.21)$$

Для практического использования формула расчета осадок (3.6) приведена к виду

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0, \quad (3.22)$$

где S — осадка свайного фундамента, см; P — нагрузка на свайный фундамент, кН/см; $E_1 = E/(1 - \mu^2)$; E — модуль деформации грунта активной зоны с учетом уплотнения грунта под сваями в результате их забивки.

Модуль деформации грунта в уплотненной зоне рекомендуется определять по данным испытания обычных свай, свай-штампов, элементов ленточных свайных фундаментов или по данным зондирования с учетом глубины приложения нагрузки, вида эпюр передачи ее через боковую поверхность и в плоскости остря, размеров фундаментов, коэффициента бокового расширения грунта (см. гл. 1). Для определения модуля деформации нужно иметь данные длительных испытаний свай или в соответствии с методикой, изложенной в п. 14, определить константы по результатам обычных испытаний и описать полную стабилизированную осадку во времени.

При отсутствии данных о модуле деформации грунта в уплотненной и активной зонах его значение можно принять по данным В.Н. Голубкова (1964), А.А. Луга для песчаных и глинистых грунтов (1966, 1974).

На рис. 3.4 приведены значения эквивалентных модулей общей деформации для песчаных и глинистых грунтов в зависимости от их плотности, консистенции и расчетной глубины сжимаемой толщи. Эти графики построены А.А. Луга по

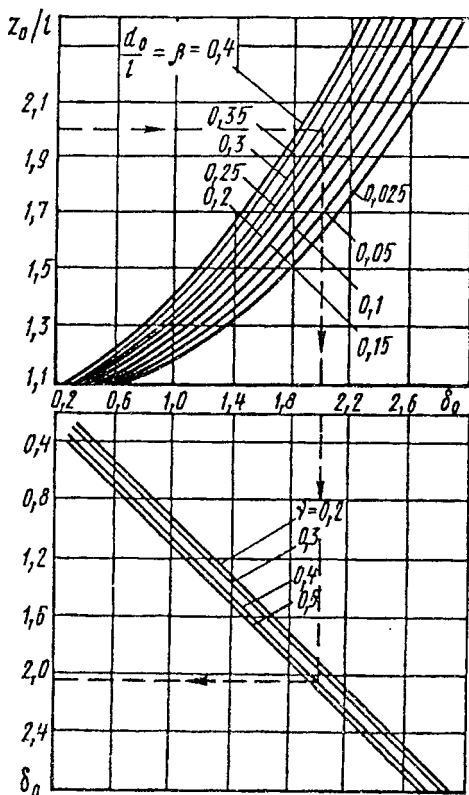


Рис. 3.4. Номограммы для определения значений δ_0 в зависимости от приведенной глубины активной зоны, приведенной ширины свайного фундамента и коэффициента бокового расширения грунта ν

результатам обратных расчетов, выполненных с использованием данных натурных наблюдений за стабилизированными осадками различных сооружений.

Значения безразмерной компоненты перемещения δ_0 табулированы для различных случаев передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай и в зависимости от коэффициента бокового расширения грунта $\nu = 0,2; 0,3; 0,35; 0,4; 0,5$, приведенной ширины свайных фундаментов $d_0/l = \beta = 0,025; 0,05; 0,1; 0,15; 0,2, \dots, 0,4$, т.е. для одно-, двух- и трехрядных свайных фундаментов с длиной свай 6—24 м, и приведенной глубины расположения границы активной зоны $z_0/l = 1,1; 1,2, \dots, 3$. Для промежуточных значений $\beta, \nu, z_0/l$ значения δ_0 находят путем интерполяции.

В табл. 3.2 и 3.3 приведены значения δ при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности свайных фундаментов и равномерном распределении напряжений в плоскости острия [5].

Для наглядности и удобства пользования при практических расчетах составлены номограммы значений δ_0 для всех расчетных схем в зависимости от приведенной глубины активной зоны z_0/l , приведенной ширины одно-, двух- и трехрядных свайных фундаментов $\beta = d_0/l$, коэффициента бокового расширения грунта ν . На рис. 3.5 приведена номограмма для определения δ_0 при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении

Таблица 3.2 Значения компонент перемещения δ_0 для однорядных свайных фундаментов при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости острия

z_0/l	Значения δ_0 для ν								
	0,3			0,35			0,4		
	при β								
	0,025	0,035	0,05	0,025	0,035	0,05	0,025	0,035	0,05
1,1	0,689	0,635	0,583	0,691	0,641	0,587	0,693	0,65	0,597
1,2	1,081	1,034	0,981	1,09	1,044	0,991	1,112	1,05	0,996
1,3	1,382	1,319	1,27	1,374	1,332	1,282	1,285	1,343	1,292
1,4	1,591	1,551	1,603	1,606	1,567	1,519	1,62	1,581	1,532
1,5	1,798	1,751	1,713	1,806	1,768	1,721	1,822	1,784	1,737
1,6	1,96	1,921	1,875	1,98	1,943	1,898	2	1,963	1,917
1,7	2,115	2,078	2,035	2,138	2,102	2,058	2,161	2,125	2,08
1,8	2,257	2,22	1,177	2,282	2,247	2,203	2,307	2,272	2,228
1,9	2,288	2,252	2,31	2,415	2,38	2,338	2,441	2,407	2,364
2	2,511	2,467	2,434	2,539	2,505	2,472	2,568	2,533	2,491
2,1	2,623	2,589	2,548	2,654	2,62	2,578	2,684	2,651	2,609
2,2	2,731	2,697	2,656	2,764	2,73	2,689	2,759	2,762	2,72
2,3	2,832	2,798	2,746	2,866	2,833	2,792	2,899	2,866	2,825
2,4	2,929	2,895	2,855	2,964	2,931	2,9	1,998	2,965	2,924
2,5	3,021	2,987	2,948	3,057	3,024	2,984	3,092	3,06	3,019

Т а б л и ц а 3.3. Значения компонент перемещения δ_0 для одно-, двух- и трехрядных свайных фундаментов при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости острия

z_0/l	Значения δ_0 при β							
	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
$\nu = 0,2$								
1,1	0,569	0,476	0,417	0,385	0,361	0,341	0,323	0,307
1,2	0,956	0,836	0,757	0,698	0,654	0,609	0,573	0,542
1,3	1,235	1,117	1,03	0,897	0,898	0,845	0,797	0,757
1,4	1,462	1,346	1,257	1,182	1,114	1,053	0,997	0,946
1,5	1,653	1,542	1,453	1,376	1,305	1,239	1,178	1,122
1,6	1,725	1,714	1,626	1,548	1,475	1,407	1,343	1,283
1,7	1,978	1,869	1,781	1,703	1,629	1,57	1,493	1,431
1,8	2,118	2,011	1,923	1,845	1,771	1,7	1,632	1,567
1,9	2,243	2,141	2,054	1,976	1,901	1,831	1,761	1,695
2	2,367	2,261	2,175	2,098	2,022	1,951	1,881	1,814
2,1	2,367	2,261	2,175	2,098	2,022	1,951	1,881	1,814
2,2	2,584	2,48	2,394	2,317	2,242	2,19	2,099	2,031
2,3	2,683	2,58	2,495	2,418	2,343	2,27	2,197	2,13
2,4	2,778	2,675	2,59	2,513	2,438	2,366	2,294	2,225
2,5	2,868	2,766	2,681	2,608	2,529	2,456	2,385	2,315
$\nu = 0,3$								
1,1	0,583	0,487	0,441	0,412	0,398	0,371	0,353	0,337
1,2	0,98	0,863	0,784	0,725	0,676	0,637	0,601	0,569
1,3	1,268	1,15	1,062	0,991	0,928	0,874	0,825	0,773
1,4	1,601	1,386	1,296	1,219	1,148	1,086	1,028	0,976
1,5	1,7	1,576	1,498	1,417	1,343	1,276	1,212	1,154
1,6	1,875	1,765	1,675	1,594	1,518	1,447	1,38	1,318
1,7	2,032	1,924	1,835	1,754	1,776	1,604	1,534	1,469
1,8	2,176	2,069	1,981	1,899	1,821	1,748	1,676	1,508
1,9	2,308	2,202	2,115	2,034	1,955	1,881	1,808	1,739
2,0	2,431	2,327	2,24	2,158	2,079	2,005	1,931	1,861
2,1	2,546	2,443	2,356	2,275	2,196	2,121	2,046	2,975
2,2	2,646	2,443	2,356	2,275	2,196	2,121	2,046	1,975
2,3	2,746	2,659	2,568	2,488	2,408	2,333	2,258	2,185
2,4	2,853	2,752	2,666	2,585	2,506	2,431	2,355	2,285
2,5	2,945	2,844	2,759	2,678	2,599	2,523	2,448	2,375
$\nu = 0,35$								
1,1	0,588	0,495	0,452	0,425	0,404	0,386	0,367	0,353
1,2	0,99	0,873	0,795	0,736	0,689	0,648	0,613	0,581
1,3	1,282	1,164	1,076	1,003	0,942	0,885	0,835	0,791
1,4	1,519	1,403	1,312	1,233	1,162	1,097	1,039	0,975
1,5	1,72	1,608	1,516	1,434	1,359	1,289	1,224	1,164
1,6	1,898	1,788	1,696	1,536	1,463	1,394	1,394	1,329
1,7	2,058	1,949	1,858	1,775	1,696	1,621	1,549	1,481
1,8	2,204	2,096	2,006	1,923	1,843	1,766	1,693	1,622
1,9	2,338	2,232	2,142	2,059	1,979	1,901	1,826	1,754
2,0	2,473	2,358	2,269	2,186	2,105	2,027	1,951	1,877
2,1	2,579	2,475	2,387	2,304	2,222	2,144	2,068	1,993
2,2	2,689	2,585	2,497	2,415	2,334	2,255	2,178	2,102
2,3	2,792	2,69	2,602	2,519	2,458	2,359	2,282	2,206
2,4	2,89	2,788	2,701	2,168	2,537	2,458	2,38	2,304
2,5	2,983	2,882	2,795	2,712	2,632	2,562	2,474	2,398

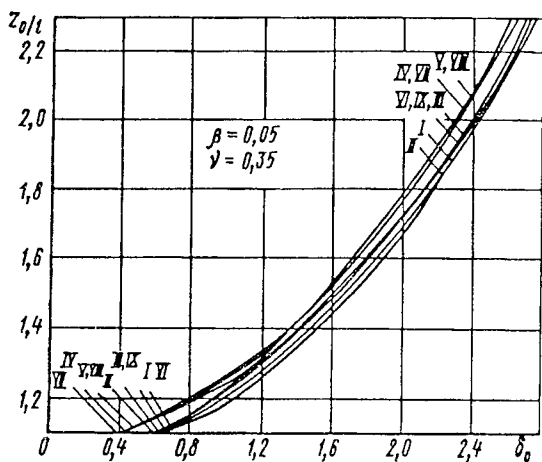
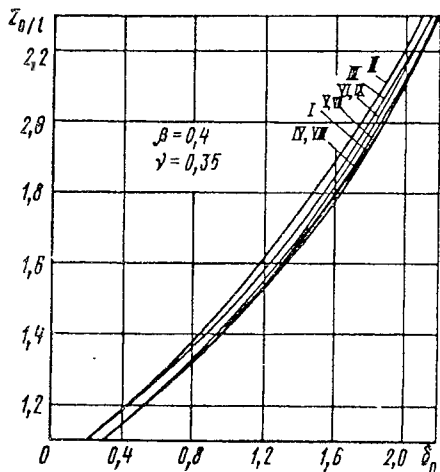


Рис. 3.5. Изменение значений δ_0 в зависимости от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай для расчетных схем I—IX



напряжений в плоскости острия свай, а в работе [5] — для всех других случаев передачи нагрузки на грунт по боковой поверхности свайных фундаментов и в плоскости острия свай. Анализ номограмм показал, что значения δ_0 изменяются в зависимости от коэффициента бокового расширения грунта в среднем на 9—16% (при $z_0/l = 1,4 \dots 1,8$).

Значительные расхождения значений δ_0 наблюдаются только при малой приведенной глубине расположения границы активной зоны. В интервале приведенной глубины 1,1—1,2 значения δ_0 изменяются в среднем на 27—43%.

Важным вопросом является установление влияния на величину δ_0 характера передачи нагрузки по боковой поверхности свайных фундаментов и в плоскости острия свай (см. рис. 3.5). Как видно из рис. 3.5, в интервале приведен-

ной глубины 1,1—1,2 значения δ_0 изменяются в среднем на 35—50%, в интервале 1,1—1,4 — на 21—31% в зависимости от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, а при приведенной глубине расположения границы активной зоны 1,4—1,8 — в среднем на 10—12%.

Следовательно, при расчете осадок ленточных свайных фундаментов необходимо учитывать характер передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай при малых значениях приведенной глубины расположения границы активной зоны ($z_0/l = 1,1—1,4$). При приведенной глубине 1,5 и более характер передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия влияет на компоненты перемещения δ_0 незначительно и для практических расчетов можно пользоваться номограммой на рис. 3.4.

Определение значений δ_0 . Находим границу активной зоны на глубине, где напряжения равны структурной прочности грунта, или на глубине, где дополнительные напряжения не превышают 0,01 МПа, и определяем приведенную глубину z_0/l (см. рис. 3.4). Проводим линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с линией приведенной ширины фундамента $\beta = d_0/l$ и опускаем перпендикуляр до линии коэффициента бокового расширения грунта ν . Из точки пересечения проводим линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения оси ординат, на которой получаем значение δ_0 . Осадку свайного фундамента определяем по формуле (3.22).

При решении задачи использована формула для компоненты перемещения (3.3), в которой произвольная постоянная интегрирования определена из условия, что на глубине z_0 перемещения отсутствуют, т.е. по абсолютной величине B равно значению основной функции. Если составляющие компоненты перемещения определять отдельно, то границу активной зоны условно можно принять на глубине, где значения составляющей компоненты перемещения от произвольной функции δ_2 равны по абсолютной величине составляющей компоненты перемещения основной функции δ_1 .

Проведенный нами анализ таблиц значений $\delta_{1,2}$ и расчет осадок различных свайных фундаментов показали, что границу сжимаемой толщи можно принимать на глубине, где δ_2 равно δ_1 , при небольшом интервале изменения приведенной ширины β ($\beta = 0,05—0,2$) (см. таблицу в работе [5]).

Учет взаимного влияния свай и рядов свай при их работе в составе фундамента. Результаты решения плоской задачи можно использовать для определения осадки ленточных фундаментов при расстоянии между сваями 3—4 d , т.е. когда сваи и зажатый между сваями грунт работают как единый массив.

В двух- и трехрядных свайных фундаментах расстояние

между сваями, как правило, равно $3d$, поэтому осадку этих фундаментов можно рассчитывать по данному методу.

В однорядных свайных фундаментах расстояние между сваями часто составляет $6d$ и более. В этом случае свайный фундамент и грунт нельзя рассматривать как единый массив, и решения плоской задачи не применимы для расчета осадок. Однако и при расстоянии между сваями более $5-6d$ необходимо учитывать взаимовлияние свай, которые можно определить по разработанному практическому методу (А.А. Бартоломей, 1964).

Осадка одиночной сваи определяется из условия, что напряженная зона вокруг свай имеет вид конуса с основанием на отметке острия. Зная глубину погружения свай и угол распределения напряжений (угол α , по данным В.Н. Голубкова, 1961), находим площадь передачи нагрузки в плоскости нижних концов свай.

Напряжения в активной зоне определяются на основании решения задачи Р. Миндлина. Дополнительные напряжения от влияния соседних свай, находящихся в составе фундамента, вычисляют методом угловых точек по таблице Н.М. Дорошкевич (1961) или непосредственно по разработанному нами методу (А.А. Бартоломей и др., 1972). При расчете осадок учитывается, что модуль деформации грунта под острием на глубине $3d$ значительно выше природного, причем в уплотненной зоне взаимовлияние свай практически не сказывается. Для упрощения расчетов были вычислены дополнительные напряжения в активной зоне свай длиной $4-12$ м, при расстоянии между ними $2-12d$ и при нагрузках $100-600$ кН. На рис. 3.6 приведен сводный график для определения коэффициента взаимовлияния свай.

Формула для расчета осадок ленточных свайных фундаментов с учетом взаимовлияния свай при различном расстоянии между сваями имеет вид (первое слагаемое — осадка уплотненной зоны; второе — осадка грунта ниже уплотненной зоны)

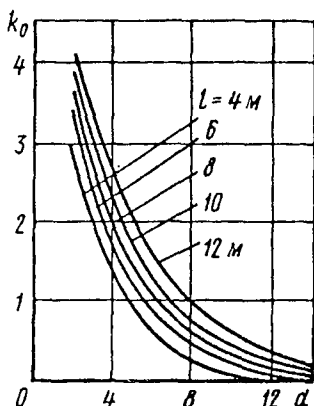
$$S = \frac{\beta h_y}{-\frac{1}{2}(E_y + E_0)} - \frac{P_0 + P_1}{2} + (1 + k_0) \sum_i^n \frac{\beta}{E_i} P_i h_i, \quad (3.23)$$

где β — безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета;

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu};$$

E_y — модуль деформации грунта уплотненной зоны, определяемый по данным испытания сваи-штампа; E_0 — природный модуль деформации грунта на границе уплотненной зоны, кПа; P_0, P_1 — дополнительные к природным напряжения в грунте в плоскости нижнего конца сваи и на границе уплот-

Рис. 3.6. Зависимость коэффициента k_0 взаимовлияния свай от расстояния между сваями d и длины свай l



ненной зоны, кПа. Эти напряжения можно определить с учетом глубины приложения нагрузки по таблице Н.М. Дорошкевич (1961) или с учетом передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай (А.А. Бартоломей, С.Я. Гусман и др., 1972); h_y — толщина уплотненной зоны, равная $3d$, см; n — число слоев, на которые разбивается сжимаемая толщина основания; E_i — модуль деформации i -го слоя, кПа; h_i — толщина i -го слоя грунта, см; P_i — полусумма вертикальных нормальных давлений, возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта от давления, передаваемого в плоскости острия свай, кПа; k_0 — коэффициент, учитывающий взаимовлияние соседних свай и принимаемый по рис. 3.6 в зависимости от длины свай и расстояния между сваями.

В крупнопанельных зданиях и зданиях повышенной этажности расстояние между внутренними поперечными рядами свай часто равно 2,6—3,2 м. В данном случае будет происходить взаимовлияние рядов свай, которое можно определить по формуле (4.25) и по данным табл. 4.8.

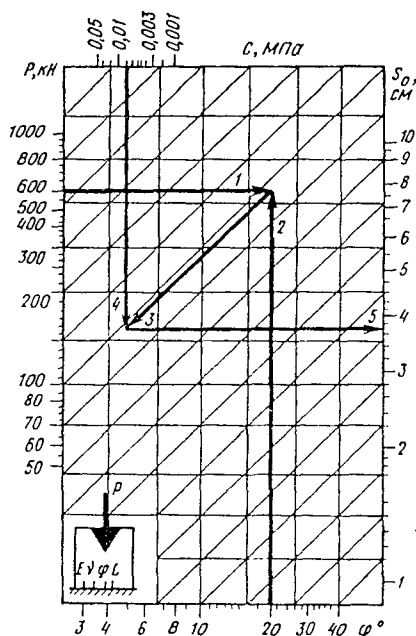
Расчеты дополнительных напряжений в активной зоне от взаимовлияния фундаментов показали, что взаимовлияние ленточных свайных фундаментов необходимо учитывать при расстоянии между рядами до $x/l = 0,8$ (x — расстояние между рядами свай; l — длина свай). Если не учитывать взаимовлияние рядов свай, то могут получиться значительные погрешности при определении осадок ленточных свайных фундаментов.

3.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДОК ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ИЗ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ

В практике строительства в последнее время получили широкое распространение пирамидальные сваи. Однако методы расчета их осадок разработаны недостаточно.

Для учета нелинейности деформирования грунтов основания пирамидальных свай решалась плоская задача с использованием модели упругопластической среды (А.Б. Фадеев, 1987).

Рис. 3.7. Номограмма для определения осадки однорядного свайного фундамента из пирамидальных свай



Для практического применения полученного упругопластического решения составлена номограмма (рис. 3.7), позволяющая определить осадку однорядного свайного фундамента из пирамидальных свай с учетом деформационных и прочностных свойств грунтов (А.А. Бартоломей, А.В. Пилягин, В.Е. Глушков, 1988).

В качестве уравнения, связывающего величину осадки свайного фундамента с исходными параметрами, принята многофакторная степенная зависимость

$$S = \frac{20(1 - \nu^2)}{E} S_0, \quad (3.24)$$

где S_0 — величина осадки сваи; в нелинейной постановке при $E = 20$ МПа и $\nu = 0,3$ вычисляется по номограмме (рис. 3.7) или по формуле

$$S_0 = \frac{0,321 P^{0,562}}{\varphi^{0,513} c^{0,096}}. \quad (3.25)$$

Аналогичный подход был также использован для определения осадки одиночных призматических свай. Полученная в результате обработки результатов численного анализа зависимость $S = f(P, E, \nu, c, L_{св})$ имеет вид

$$S = \frac{20(1-\nu)}{E_{0,91}} S_0 k_1, \quad (3.26)$$

где S_0 — осадка сваи в зависимости от $P, \varphi, c, L_{\text{св}}$ при $E = 20$ МПа и $\nu = 0,3$, вычисленная по номограмме (см. рис. 3.7); k_1 — коэффициент, зависящий от размеров поперечного сечения сваи.

Предлагаемая методика позволяет проектировать свайные фундаменты по предельно допустимым осадкам, что ведет к повышению их надежности и экономичности.

3.6. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОСАДОК СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Пример 3.1. Требуется определить осадку свайного фундамента 9-этажного кирпичного дома серии 1-Р-447С-25/65 при расположении свай в один ряд. Сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м, расстояние между сваями 90 см, ширина ростверка 40 см. Нагрузка на сваю $P = 800$ кН (принята по данным статических испытаний при осадке сваи, равной предельно допустимой осадке для зданий). Расчетная нагрузка на свайный фундамент 888 кН/м, или 8800 Н/см. Проведенные нами исследования распределения нагрузки между сваями дома показали, что фактические нагрузки на сваи не превышают 640 кН, поэтому для расчета осадок дома можно вместо 800 принять 640 кН на сваю. Нагрузка на свайный фундамент в этом случае будет 711 кН/м, или 7110 Н/см.

Площадка сложена слоем суглинков мощностью 24 м, консистенция суглинков изменяется от мягкопластичной до полутвердой. В плоскости острия свай и ниже залегают суглинки тугопластичные и полутвердые: показатель консистенции $I_L = 0,24—0,27$; объемная масса $1,87—2,0$ т/м³; коэффициент пористости $0,64—0,67$; угол внутреннего трения $20—21^\circ$; удельное сцепление $0,022—0,024$ МПа; структурная прочность грунта на уровне острия сваи — $0,016—0,019$ МПа; с глубиной она увеличивается до $0,025—0,3$ МПа.

Модуль деформации грунта $E_{\text{ср}}$ от плоскости острия свай до нижней границы активной зоны с учетом уплотнения грунта под сваями равен 12,5 МПа. Находим E_1

$$E_1 = \frac{E_{\text{ср}}}{1-\nu^2} = \frac{12,5}{1-0,35^2} = 14,2 \text{ МПа.}$$

В связи с тем что сваи прорезают суглинок мягкопластичной консистенции, расчет можно вести по схеме I (см. рис. 3.2).

1. Определяем приведенную ширину свайного фундамента

$$\beta = d_0/l = 0,4/11 = 0,036.$$

2. Вычисляем приведенную глубину активной зоны. На рис. 3.9 приведена эпюра напряжений под однородным свайным фундаментом при нагрузке на сваю 640 кН (кривая 1). Анализ этой эпюры показывает, что дополнительные напряжения в активной зоне не превышают структурной прочности грунта сжатию на глубине $z_0/l = 2,2$.

3. Находим компоненту перемещения δ_0 по номограмме на рис. 3.5. При $z_0/l = 2,2$; $\beta = 0,036$ и $\nu = 0,35$ $\delta_0 = 2,73$.

4. Определяем осадку свайного фундамента

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{7110 \cdot 2,73}{3,14 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 4,35 \text{ см.}$$

Интересно определить границу активной зоны и осадку фундамента из условия, что граница активной зоны находится на глубине, где значения компоненты перемещения от произвольной функции δ_2 равны составляющей компоненты перемещения от основной функции δ_1 . По данным $\beta = 0,036$, $\nu = 0,35$ находим в таблице [5], что $\delta_2 = \delta_1$ при приведенной глубине $z_0/l = 2,35$.

По данным $z/l = 2,35$; $\nu = 0,35$; $\beta = 0,036$ по номограмме на рис. 3.4 находим $\delta_0 = 2,8$.

В этом случае осадка свайного фундамента

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{7110 \cdot 2,8}{3,14 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 4,5 \text{ см.}$$

Полученные данные свидетельствуют о том, что предложенная методика позволяет с достаточной для практики точностью определять границу сжимаемой толщи и осадку свайных фундаментов.

Как уже отмечалось, при наличии в зданиях внутренних поперечных рядов свай происходит их взаимовлияние. Рассмотрим, какая дополнительная осадка возникает вследствие взаимовлияния внутренних рядов с однорядным расположением свай дома серии 1-Р-447С-25/65. Дополнительные напряжения в активной зоне рядов свай определены по формуле (4.25) и по данным табл. 4.8. На рис. 3.8 приведены эпюры дополнительных напряжений от взаимовлияния рядов свай при расстоянии между рядами 2,6; 6,15 и 8,75 м. В результате взаимного влияния ленточных свайных фундаментов возникают значительные общие дополнительные напряжения в активной зоне каждого ряда свай здания (кривая 5).

Путем элементарного суммирования найдем дополнительную осадку каждого ряда:

$$S_{\text{доп. А, Е}} = \frac{\sum_i^{\pi} P_i h_i \beta}{E_1} = \frac{19,3 \cdot 110 \cdot 0,8}{14,2 \cdot 10^2} = 1,19 \text{ см};$$

$$S_{\text{доп. Б, Д}} = \frac{\sum_i^{\mu} P_i h_i \beta}{E_1} = \frac{70,5 \cdot 110 \cdot 0,8}{14,2 \cdot 10^2} = 4,37 \text{ см};$$

$$S_{\text{доп. В, Г}} = \frac{\sum_i^{\eta} P_i h_i \beta}{E_1} = \frac{81,5 \cdot 110 \cdot 0,8}{14,2 \cdot 10^2} = 5,02 \text{ см}.$$

Средняя дополнительная осадка здания вследствие взаимовлияния рядов свай равна 3,53 см. Таким образом, общая средняя осадка здания составит

$$S_{\text{ср}} = 4,5 + 3,53 = 8,03 \text{ см}.$$

Действительная осадка здания, по данным трехлетних наблюдений, составляет 6,1 см.

Пример 3.2. Требуется рассчитать осадку двухрядного свайного фундамента 9-этажного кирпичного здания. Сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м, шаг свай 60 см, ширина ростверка 110 см, фактическая нагрузка на сваю 320 кН. Нагрузка на фундамент 533 кН/м, или 5330 Н/см.

Площадка сложена слоем суглинков мягкопластичной консистенции. Физико-механические свойства грунта активной зоны: объемная масса 1,81 т/м³; коэффициент пористости 0,84; показатель консистенции 0,57; угол внутреннего трения 19°; удельное сцепление 0,017 МПа; структурная прочность при сжатии 0,016 МПа; модуль деформации 8 МПа. Находим E_1 :

$$E_1 = \frac{E_{\text{ср}}}{1 - \nu^2} = \frac{8}{1 - 0,35^2} = 9,1 \text{ МПа}.$$

1. Определяем приведенную ширину свайного фундамента

$$\beta = d_0/l = 110/11 = 0,1.$$

2. Вычисляем приведенную глубину активной зоны. На рис. 3.9 приведена эпюра напряжений под двухрядным свайным фундаментом при нагрузке на сваю 320 кН (кривая 1). Из сопоставления эпюры напряжений и структурной прочности грунта видно, что эти величины равны между собой на глубине $z_0/l = 2,2$.

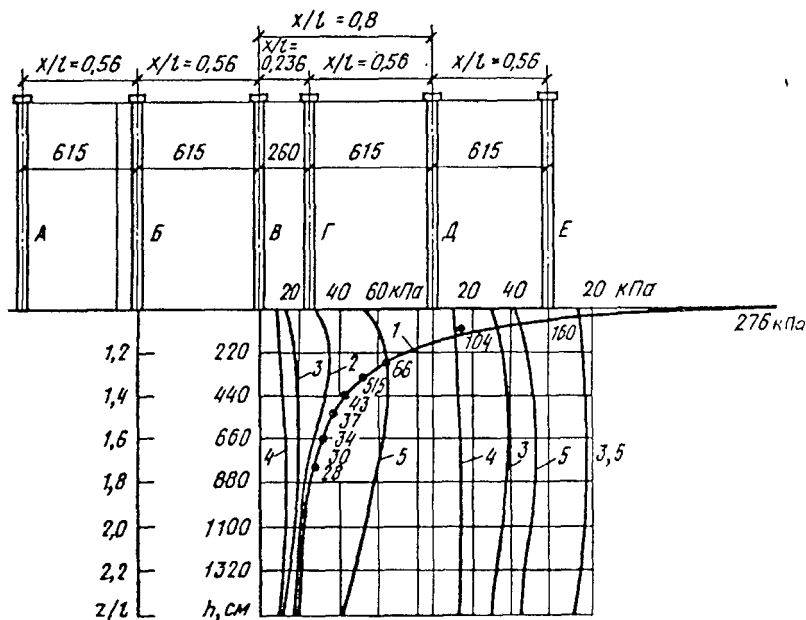


Рис. 3.8. Эпюры дополнительных напряжений от взаимного влияния рядов свай 9-этажного дома № 79 по ул.Крупской

1 — эпюра напряжений под однорядным свайным фундаментом при нагрузке на сваю 640 кН; 2—4 — дополнительные напряжения от взаимовлияния рядов свай при расстоянии между рядами 2,6 м (кривая 2), 6,15 м (кривая 3) и 8,75 м (кривая 4); 5 — общие дополнительные напряжения от взаимного влияния в активной зоне рядов свай здания

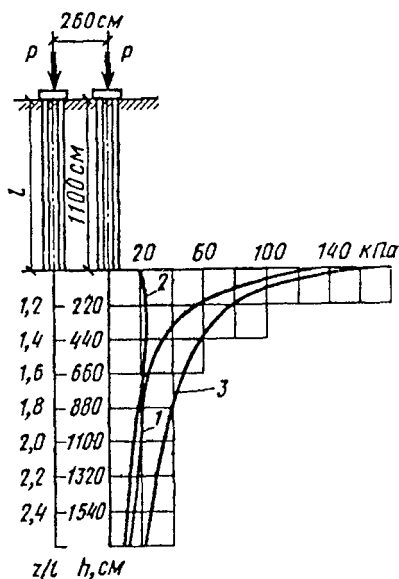


Рис. 3.9. Взаимное влияние двухрядных свайных фундаментов дома серии 1-Р-447с-25/65 ($P_{св} = 320$ кН; $P_{л} = 5330$ Н/см; $\beta = 0,1$; $x/l = 0,236$)

1 — эпюра напряжений под ленточным свайным фундаментом; 2 — эпюра дополнительных напряжений от влияния соседнего фундамента; 3 — суммарные напряжения в активной зоне

3. Находим компоненту перемещения δ по табл. 3.2. При $z_0/l = 2,2$; $\beta = 0,1$ и $\nu = 0,35$ $\delta = 2,59$.

4. Определяем осадку свайного фундамента

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{5330}{3,14 \cdot 9,1 \cdot 10^2} 2,59 = 4,85 \text{ см.}$$

Для сравнения определим границу активной зоны и осадку из условия, что $\delta_2 = \delta_1$.

По данным $\beta = 0,1$; $\nu = 0,35$ находим в [5], что $\delta_2 = \delta_1$ при приведенной глубине $z_0/l = 2,25$.

По данным $z_0/l = 2,25$; $\nu = 0,35$; $\beta = 0,1$ по табл. 3.3 находим $\delta_0 = 2,64$.

Осадка свайного фундамента будет равна

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{5330 \cdot 2,64}{3,14 \cdot 9,1 \cdot 10^2} = 4,92 \text{ см.}$$

Из полученных данных видно, что расхождение расчетных осадок составляет менее 2%.

На рис. 3.9 приведены эпюры дополнительных напряжений (кривая 2) от влияния соседнего фундамента. Дополнительная осадка от влияния соседнего фундамента равна

$$S_{\text{доп}} = \frac{\sum_1^n P_i h_i \beta}{E_1} = \frac{24,6 \cdot 90 \cdot 0,8}{9,1 \cdot 10^2} = 1,96 \text{ см.}$$

Осадка фундамента с учетом взаимовлияния равна 6,88 см.

Таким образом, вследствие взаимного влияния происходит значительная дополнительная осадка фундаментов и увеличивается мощность сжимаемой толщи (кривая 3 на рис. 3.9). Действительная осадка фундаментов по данным наблюдений составляет 5,2 см.

Из приведенных примеров видно, что разработанные методы позволяют с достаточной для практики точностью рассчитывать осадки ленточных свайных фундаментов. Если в активной зоне залегают однородные грунты, то при расчете осадок можно принимать средневзвешенное значение модуля деформации грунта или эквивалентный модуль общей деформации. Для более точных расчетов осадок, особенно при напластовании различных грунтов в активной зоне, необходимо учитывать глубину расположения отдельных слоев и возникающие в них напряжения от нагрузок на свайные фундаменты. В данном случае по формуле (4.20) можно установить напряжения в отдельных слоях и определить модуль деформации и осадку этих слоев с учетом фактических напряжений.

Глава 4. Определение напряженного состояния активной зоны центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов

4.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При расчете полных осадок и осадок во времени, учете взаимного влияния фундаментов, оценке прочности грунтов, проверке напряжений в слое грунта, более слабого по несущей способности, чем вышележащие слои, необходимо знать и учитывать распределение напряжений в массиве под свайными фундаментами. Для определения напряжений под свайными фундаментами часто используют таблицы, составленные по результатам решения задачи о силе, приложенной на поверхности полупространства. В действительности же от свайных фундаментов нагрузка через боковую поверхность и в плоскости острия свай передается внутри массива, и использование указанных таблиц приводит к значительному завышению расчетных напряжений.

Для правильного определения напряжений под свайными фундаментами необходимо решать задачи с учетом глубины приложения нагрузки. В работе Н.М. Дорошкевич дано решение пространственной задачи Р. Миндлина для определения напряжений под свайными фундаментами при передаче нагрузки на грунт в плоскости острия и для случая равномерного распределения нагрузки по боковой поверхности куста свай. Шкопек дал решение для определения напряжений от равномерно распределенной нагрузки, приложенной внутри массива (I.Skopek, 1965).

При определении напряжений в активной зоне свайных фундаментов необходимо учитывать вид эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности свай и в плоскости острия. Исследованию закономерностей распределения сил трения по боковой поверхности свай посвящены многочисленные работы советских и зарубежных ученых. Анализ этих экспериментальных работ и приведенные в гл. 1 результаты исследования распределения сил трения по боковой поверхности свай свайных фундаментов показали, что в зависимости от материала свай, их длины, действующей нагрузки, грунтовых условий силы трения распределяются равномерно по боковой поверхности, по треугольнику и по кривой второго порядка.

В плоскости острия свай свайных фундаментов напряжения распределены равномерно по ширине фундамента до мо-

мента полной мобилизации сил трения по боковой поверхности. После полной мобилизации сил трения эпюры напряжения в плоскости острия принимают вид параболы.

В данной главе приведены результаты решения пространственной и плоской задач для определения напряжений по оси кустов свай и ленточных свайных фундаментов, а также решения краевых задач для определения напряжений в любой точке активной зоны при центральном и внецентренном приложении нагрузки. Дано сравнение экспериментальных и теоретических напряжений. При решении задач учтены такие факторы, как вид эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности свайных фундаментов и в плоскости острия свай, ширина фундамента, длина свай, коэффициент бокового расширения грунта и другие данные.

4.2. РЕШЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЗАДАЧИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В АКТИВНОЙ ЗОНЕ КУСТОВ СВАЙ

Для оценки напряженного состояния активной зоны кустов свай, расчета осадок во времени, взаимного влияния фундаментов необходимо иметь данные о напряжениях как под свайным фундаментом, так и на различном расстоянии от него во всей активной зоне.

При определении напряжений было принято:

- 1) нагрузка передается грунту по боковой поверхности свайного фундамента и в плоскости нижних концов свай;
- 2) грунт считается линейно деформируемым телом;
- 3) на глубине z_0 и на расстоянии x_0 и y_0 от оси z дополнительные напряжения в грунте не вызывают его деформацию, т.е. они меньше структурной прочности грунта.

При решении задачи использована формула Р. Миндлина (1953) для вертикальных сжимающих напряжений от сосредоточенной силы P , приложенной на глубине h . Эта формула имеет вид

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_2^3} - \frac{3(z-h)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+h)^2 - 3h(z+h)(5z-h)}{R_2^5} - \frac{30hz(z+h)^3}{R_2^7} \right], \quad (4.1)$$

где ν — коэффициент Пуассона;

$$R_1 = \sqrt{(x - \bar{x})^2 + (y - \bar{y})^2 + (z - h)^2},$$

$$R_2 = \sqrt{(x - \bar{x})^2 + (y - \bar{y})^2 + (z + h)^2}.$$

Для того чтобы определить напряжения в межсвайном пространстве, под сваями и на различном расстоянии от свайного фундамента, нужно выражение (4.1) с учетом (2.1) проинтегрировать по периметру куста свай и по глубине от 0 до l . В этом случае получим напряжения от сил трения по боковой поверхности фундамента. Для определения напряжений от сил, передающихся через подошву свайного фундамента, интегрируем выражение (4.1) с учетом (2.1) при $h = l$.

В результате решения задачи получена следующая формула для оценки напряженного состояния любой точки активной зоны кустов свай:

$$\sigma_z(x, y, z) = \frac{P}{l^2} (c_1 + c_2), \quad (4.2)$$

где

$$c_1 = \frac{1}{32 \pi (1 - \nu)} \sum_{n=1}^5 \int_0^l \left[\frac{\alpha_1}{4(a+b)l} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l^2} + \frac{3\alpha_3 h^2}{4(a+b)l^3} \right] \times$$

$$\times \left[\int_{-a}^a F_n(x, y, z, \bar{x}, b, h) d\bar{x} + \int_{-a}^a F_n(x, y, z, \bar{x}, -b, h) d\bar{x} + \right.$$

$$\left. + \int_{-b}^b F_n(x, y, z, a, \bar{y}, h) d\bar{y} + \int_{-b}^b F_n(x, y, z, -a, \bar{y}, h) d\bar{y} \right] dh; \quad (4.3)$$

$$c_2 = \frac{1}{32 \pi (1 - \nu)} \sum_{n=1}^5 \int_{-a}^a \int_{-b}^b \left[-\frac{\beta}{4ab} + \right.$$

$$\left. \pm \frac{9\beta_2(a^2 - x^2)(b^2 - y^2)}{16a^3b^3} \right] F_n(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, l) d\bar{x} d\bar{y}.$$

При определении c_1 и c_2 необходимо вычисление следующих интегралов:

$$J_n = \int_0^l \left[\frac{\alpha_1}{4(a+b)l} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l^2} + \frac{3\alpha_3 h^2}{4(a+b)l^3} \right] \int_{-b}^b F_n(x, y, z, a, \bar{y}, h) d\bar{y} dh; \quad 1 \leq n \leq 5;$$

$$J_n = \int_0^l \left[\frac{\alpha_1}{4(a+b)l} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l^2} + \frac{3\alpha_3 h^2}{4(a+b)l^3} \right] \int_{-b}^b F_{n-5}(x, y, z, -a, \bar{y}, h) d\bar{y} dh; \quad 6 \leq n \leq 10;$$

$$J_n = \int_0^l \left[\frac{\alpha_1}{4(a+b)l} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l^2} + \frac{3\alpha_3 h^2}{4(a+b)l^3} \right] \int_{-\alpha}^{\alpha} F_{n-10}(x, y, z, \bar{x}, b, h) d\bar{x}dh; \quad 11 \leq n \leq 15;$$

$$J_n = \int_0^l \left[\frac{\alpha_1}{4(a+b)l} + \frac{2\alpha_2 h}{4(a+b)l^2} + \frac{3\alpha_3 h^2}{4(a+b)l^3} \right] \int_{-\alpha}^{\alpha} F_{n-15}(x, y, z, \bar{x}, -b, h) d\bar{x}dh; \quad 16 \leq n \leq 20;$$

$$J_n = \int_{-\alpha}^{\alpha} d\bar{x} \int_{-\beta}^{\beta} \left[-\frac{\beta}{4ab} + \frac{9\beta_2(a^2 - x^2)(b^2 - y^2)}{16a^3b^3} \right] F_{n-20}(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, l) d\bar{y}; \quad 21 \leq n \leq 25,$$

где

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_1^3}; & F_2 &= \frac{(1-2\nu)(z+h)}{R_2^3}; \\ F_3 &= \frac{-3(z-h)^3}{R_1^5}; \\ F_4 &= \frac{3(3-4\nu)z(z+h)^2 - 3l(z+h)(5z-h)}{R_2^5}; \\ F_5 &= \frac{-30hz(z+h)^3}{R_2^7}. \end{aligned} \right\} \quad 4.4$$

Интегралы I_{1-25} взяты в элементарных функциях; α_n, β_n — безразмерные коэффициенты, зависящие от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свайных фундаментов. Значения этих коэффициентов определены по методу наименьших квадратов из допущения, что перемещения свай относительно грунта постоянны по всей длине и не зависят от z . Порядок определения α_n, β_n изложен в гл. 2.

Порядок определения напряжений под кустами свай. Для определения напряжений под кустом свай необходимо:

- 1) определить нагрузку на свайный фундамент;
- 2) найти приведенную длину и ширину куста;
- 3) вычислить значения интегралов I_n ;
- 4) определить коэффициенты α_n, β_n ;
- 5) найти суммы $c_1 + c_2$.

Эти вычисления трудоемки, поэтому с помощью ЭВМ составлены таблицы значений $\bar{\alpha}_0 = c_1 + c_2$ в зависимости от размеров фундамента k_1 и k_2 , коэффициента бокового расширения грунта ν , приведенной глубины рассматриваемой точки z/l , приведенных расстояний от оси x/l и y/l , характера

Т а б л и ц а 4.1. Значения коэффициентов $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений в активной зоне по оси фундамента и на различном расстоянии от оси свайных фундаментов при $\nu = 0,35$; $k_2 = 0,05$ и $0,14$; $k_1/k_2 = 1,0$

z_0/l	$x/l = 0$						$x/l = 0,2$				
	при y/l , равном										
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$k_2 = 0,05$											
1,001	44,254	0,175	0,119	0,090	0,068	0,050	0,144	0,111	0,086	0,065	0,048
1,01	42,441	0,195	0,121	0,091	0,068	0,050	0,150	0,112	0,086	0,065	0,048
1,05	27,487	0,335	0,130	0,092	0,068	0,050	0,187	0,118	0,087	0,066	0,049
1,1	12,967	0,647	0,150	0,095	0,069	0,051	0,271	0,130	0,090	0,067	0,049
1,2	4,230	1,029	0,217	0,107	0,073	0,053	0,475	0,174	0,100	0,070	0,051
1,4	1,205	0,756	0,306	0,143	0,086	0,058	0,524	0,250	0,130	0,081	0,057
1,6	0,579	0,467	0,281	0,160	0,098	0,066	0,386	0,245	0,147	0,093	0,063
1,8	0,348	0,309	0,226	0,152	0,102	0,070	0,276	0,207	0,142	0,097	0,068
2,0	0,237	0,220	0,178	0,134	0,098	0,071	0,204	0,168	0,127	0,094	0,069
2,2	0,174	0,165	0,143	0,115	0,090	0,069	0,157	0,136	0,111	0,087	0,067
2,4	0,134	0,129	0,116	0,098	0,080	0,064	0,124	0,112	0,095	0,078	0,063
2,6	0,107	0,104	0,096	0,084	0,071	0,059	0,101	0,093	0,082	0,070	0,058
2,8	0,088	0,086	0,080	0,072	0,063	0,054	0,084	0,079	0,071	0,062	0,053
3,0	0,074	0,072	0,068	0,063	0,056	0,049	0,071	0,067	0,062	0,055	0,048

Продолжение табл. 4.1

z_0/l	$x/l = 0,4$				$x/l = 0,6$			$x/l = 0,8$		$x/l = 1,0$	
	при y/l , равном										
	0,4	0,6	0,8	1,0	0,6	0,8	1,0	0,8	1,0	1,0	
$k_2 = 0.05$											
1,001	0,094	0,076	0,059	0,044	0,063	0,050	0,038	0,040	0,031	0,025	

1,01	0,095	0,076	0,059	0,044	0,063	0,050	0,038	0,040	0,031	0,025
1,05	0,097	0,077	0,059	0,045	0,064	0,050	0,039	0,041	0,032	0,025
1,1	0,101	0,078	0,060	0,045	0,064	0,051	0,039	0,042	0,033	0,026
1,2	0,117	0,083	0,062	0,047	0,067	0,053	0,041	0,043	0,034	0,027
1,4	0,161	0,103	0,071	0,051	0,077	0,058	0,044	0,047	0,037	0,030
1,6	0,175	0,117	0,080	0,057	0,088	0,066	0,049	0,052	0,041	0,033
1,8	0,163	0,119	0,085	0,062	0,093	0,070	0,053	0,056	0,045	0,036
2,0	0,141	0,111	0,084	0,063	0,090	0,071	0,055	0,058	0,047	0,039
2,2	0,120	0,099	0,079	0,062	0,084	0,069	0,055	0,058	0,047	0,040
2,4	0,101	0,087	0,073	0,059	0,076	0,064	0,053	0,055	0,047	0,040
2,6	0,086	0,076	0,066	0,055	0,068	0,059	0,050	0,052	0,045	0,039
2,8	0,074	0,067	0,059	0,051	0,061	0,054	0,047	0,048	0,042	0,037
3,0	0,064	0,059	0,053	0,046	0,054	0,049	0,043	0,045	0,040	0,036

Продолжение табл. 4.1

z_0/l	$x/l = 0$					$x/l = 0,2$					
	при y/l , равном										
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0

$k_2 = 0,14$

1,001	5,209	0,257	0,145	0,102	0,073	0,052	0,198	0,133	0,096	0,070	0,051
1,01	5,141	0,293	0,147	0,102	0,073	0,053	0,208	0,134	0,097	0,071	0,051
1,05	4,750	0,612	0,157	0,104	0,074	0,053	0,279	0,140	0,098	0,071	0,051
1,1	3,978	0,987	0,180	0,107	0,075	0,054	0,414	0,154	0,101	0,072	0,052
1,2	2,402	1,058	0,248	0,119	0,079	0,056	0,567	0,199	0,110	0,075	0,054
1,4	0,967	0,678	0,309	0,151	0,091	0,062	0,501	0,257	0,138	0,086	0,060
1,6	0,511	0,425	0,271	0,161	0,101	0,068	0,361	0,240	0,148	0,096	0,066
1,8	0,320	0,288	0,217	0,150	0,102	0,072	0,260	0,200	0,141	0,098	0,069
2,0	0,222	0,208	0,172	0,131	0,097	0,071	0,194	0,162	0,125	0,093	0,069
2,2	0,185	0,157	0,137	0,112	0,089	0,069	0,150	0,132	0,108	0,086	0,067
2,4	0,129	0,124	0,112	0,096	0,079	0,064	0,120	0,109	0,093	0,077	0,063
2,6	0,103	0,101	0,093	0,082	0,070	0,059	0,098	0,091	0,080	0,069	0,058
2,8	0,085	0,083	0,078	0,071	0,062	0,054	0,082	0,077	0,070	0,061	0,053
3,0	0,072	0,071	0,067	0,062	0,055	0,049	0,069	0,066	0,061	0,054	0,048

z_0/l	$x/l = 0,4$				$x/l = 0,6$			$x/l = 0,8$		$x/l = 1,0$
	при y/l , равном									
	0,4	0,6	0,8	1,0	0,6	0,8	1,0	0,8	1,0	1,0

 $k_2 = 0,14$

1,001	0,108	0,083	0,063	0,046	0,068	0,052	0,039	0,042	0,032	0,025
1,01	0,108	0,084	0,063	0,046	0,068	0,053	0,039	0,042	0,032	0,025
1,05	0,110	0,084	0,063	0,047	0,068	0,053	0,040	0,043	0,033	0,026
1,1	0,115	0,086	0,064	0,047	0,069	0,054	0,041	0,043	0,034	0,027
1,2	0,131	0,091	0,067	0,049	0,072	0,056	0,042	0,045	0,035	0,028
1,4	0,169	0,109	0,075	0,054	0,082	0,062	0,047	0,049	0,039	0,031
1,6	0,176	0,120	0,083	0,059	0,091	0,068	0,051	0,054	0,042	0,035
1,8	0,160	0,119	0,086	0,063	0,094	0,072	0,054	0,058	0,046	0,037
2,0	0,138	0,109	0,084	0,064	0,090	0,071	0,056	0,059	0,047	0,039
2,2	0,117	0,098	0,079	0,062	0,083	0,069	0,055	0,058	0,048	0,040
2,4	0,099	0,086	0,072	0,059	0,075	0,064	0,053	0,055	0,047	0,040
2,6	0,084	0,075	0,065	0,055	0,067	0,059	0,050	0,052	0,045	0,039
2,8	0,072	0,066	0,058	0,050	0,060	0,054	0,047	0,048	0,042	0,037
3,0	0,063	0,058	0,052	0,046	0,054	0,049	0,043	0,044	0,039	0,035

передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай.

Для практических расчетов формула определения напряжений приведена к виду

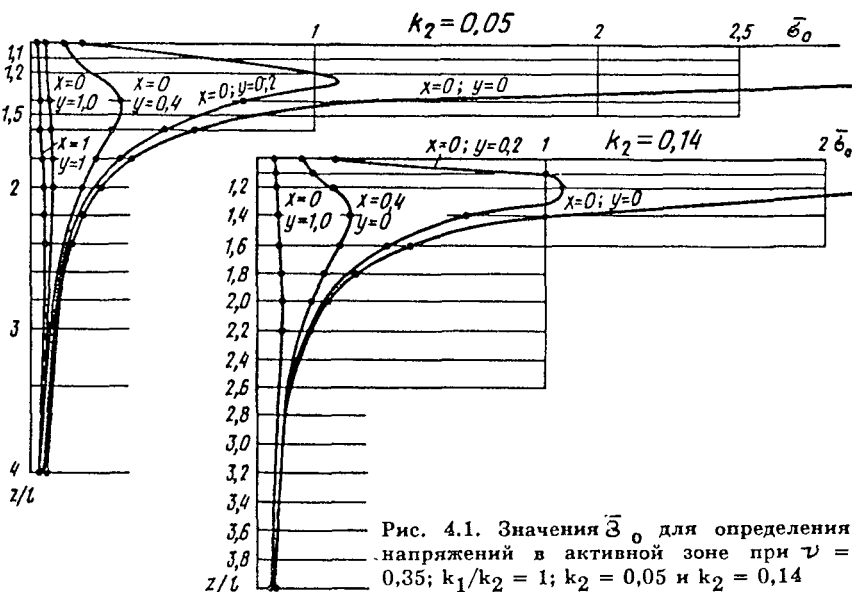
$$\sigma = \frac{P}{l^2} \bar{\sigma}_0, \quad (4.5)$$

где P — нагрузка на свайный фундамент; l — длина свай, см; $\bar{\sigma}_0$ — безразмерный коэффициент, принимаемый по составленным таблицам.

Значения $\bar{\sigma}_0$ табулированы для следующих значений параметров: $\nu = 0,2; 0,3; 0,35; 0,4; 0,5$; $k_2 = b/l = 0,05; 0,25; 0,45$; $k_1/k_2 = 1; 1,2; 2,4; 1,6; 1,8; 2,0$; $z/l = 1,001; 1,05; 1,1; 1,2; 1,4; 1,6; \dots, 3,0$; $x/l = y/l = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0$.

В табл. 4.1 приведены значения величин $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений под кустами свай и на различном расстоянии от оси фундамента при $\nu = 0,35$; $k_2 = 0,05$ и $0,14$; $k_1/k_2 = 1$ при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и в плоскости острия свай. На рис. 4.1 и 4.2 приведены графики коэффициентов $\bar{\sigma}_0$.

Максимальные вертикальные напряжения возникают в плоскости острия свай и в активной зоне ниже острия свай. Напряжения от сил трения рассеиваются и составляют 15—20% напряжений в плоскости острия свай. Анализ таблиц и графиков коэффициентов $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений показал, что значения $\bar{\sigma}_0$ зависят в основном от раз-



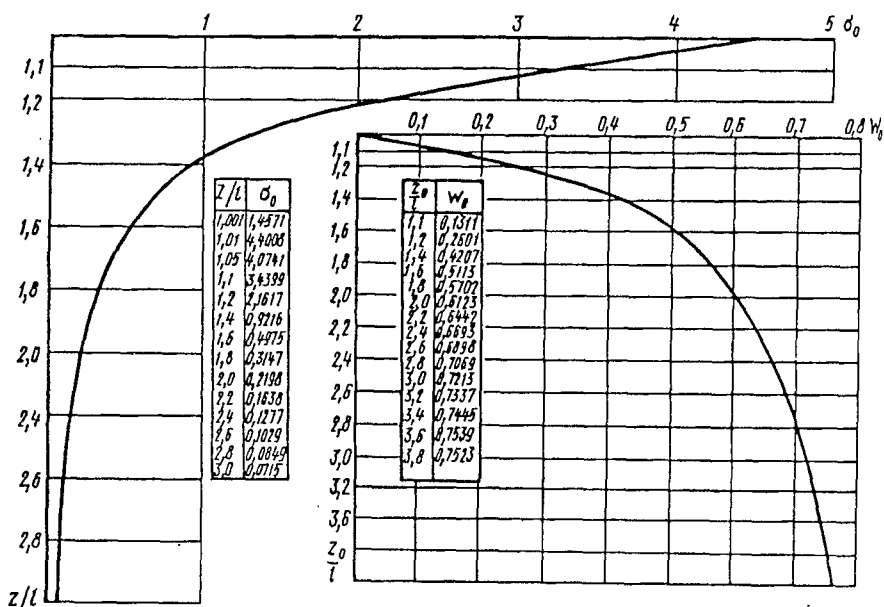


Рис. 4.2. Кривые изменения значений $\bar{z}_0$ и W_0 при $\nu = 0,35$; $k_2 = 0,12$; $k_1/k_2 = 1,58$

меров свайного фундамента и коэффициента бокового расширения грунта. Влияние эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия незначительное (5—8%), поэтому для практических расчетов можно принять равномерную передачу нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. Зная значения коэффициентов $\bar{z}_0$, можно определить напряжения в любой точке активной зоны и найти взаимное влияние свайных фундамента.

4.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В АКТИВНОЙ ЗОНЕ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты промышленных сооружений загружены, как правило, внецентренной нагрузкой. Для оценки напряженного состояния активной зоны этих фундаментов разработан аналитический метод, в котором сделана попытка достаточно полно учесть факторы, влияющие на напряженное состояние активной зоны внецентренно нагруженных кустов свай.

Предлагаемый метод определения напряженного состояния активной зоны свайного куста учитывает такие важные

факторы, как размеры куста, величину и направление эксцентриситета приложения нагрузки, глубину приложения нагрузки и передачи ее по боковой поверхности и в плоскости острия свай, коэффициент бокового расширения грунта.

При решении задачи приняты следующие исходные положения.

1. Напряжения в грунте передаются как в линейно-деформируемой (упругой) среде, и для нее допустимо применение решений теории упругости.

2. Сваи и зажатый между ними грунт рассматриваются как единый массив.

Анализ экспериментальных данных исследования работы свай в кусте и зажатого между ними грунта (см. гл. 1) показал, что при определении напряжений и осадок кустов свай с расстоянием между ними до $4d$ и при условии опирания ростверка на грунт сваи и зажатый между ними грунт можно рассматривать как единый массив.

3. Граница активной зоны находится на глубине, где дополнительные напряжения от свайного куста не вызывают деформации грунта.

Учитывая приведенные в гл. 1 рекомендации о назначении глубины активной зоны свайных фундаментов, границу активной зоны будем принимать на глубине, где дополнительные напряжения не превышают структурной прочности грунта или 10 кПа.

4. Нагрузки от фундамента основанию передаются по боковой поверхности свайного фундамента как единого массива и в плоскости острия свай (рис. 4.3).

Характер передачи нагрузки по боковой поверхности записывается так:

$$P_{\text{бок}}(\bar{x}, \bar{y}, h) = \frac{P}{4(k_1 + k_2)l^2} (a_1 + 2a_2h + 3a_3h^2) (1 + A'\bar{x} + B'\bar{y}). \quad (4.6)$$

Часть нагрузки, передаваемой по подошве куста свай, записывается в виде

$$P_{\text{остр}}(\bar{x}, \bar{y}, l) = \frac{P}{4k_1k_2l^2} (1 + A\bar{x} + B\bar{y}), \quad (4.7)$$

где $P(\bar{x}, \bar{y}, h) = P_{\text{бок}} + P_{\text{остр}}$ — удельная нагрузка, кПа; P — нагрузка на куст свай, передаваемая основанию по боковой поверхности и в плоскости острия свай, кН; $k_1 = a/l$, $k_2 = b/l$; $2a$ и $2b$ — длина и ширина ростверка; l — длина свай, м; $\bar{x}$, $\bar{y}$, h — приведенные к длине сваи координаты произвольной точки на поверхности куста свай ($\bar{x}$ — по длине, $\bar{y}$ — по ширине, h — по глубине); α, β — безразмерные коэффициенты, зависящие от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. Величины α, β не зависят от нагрузки P и принимаются по данным экспериментальных исследований или теоретического расчета осадок кустов свай из условия постоянства перемещения грунта вдоль всей поверхности куста свай.

Результаты исследования распределения сил сопротивления грунта по боковой поверхности свайного куста в случае его внецентренного нагружения позволяют в расчетной схеме для определения сжимающих напряжений в основании фундаментов использовать те же доли нагрузки, передаваемые свайным фундаментом основанию по боковой поверхности и в плоскости острия свай, что и для случая центрального нагружения, и определять их в соответствии с методикой, разработанной на кафедре "Основания, фундаменты и мосты" ИИИ;

A', B', A'', B'' — безразмерные коэффициенты, связанные с внецентренным нагружением. Коэффициенты подбираются так, чтобы независимо от α_i, β точка приложения нагрузки, передаваемой свайным кустом грунту, имела те же координаты ξ_x, ξ_y , что и точка приложения нагрузки на фундамент. Это достигается при следующих условиях:

$$A' = \frac{\epsilon_x (k_1 + k_2)}{k_1^2 (k_1/3 + k_2) l}; \quad B' = \frac{\epsilon_y (k_1 + k_2)}{k_2^2 (k_1 + k_2/3) l} \quad (4.8)$$

$$A'' = \frac{3 \epsilon_x}{k_1^2 l}; \quad B'' = \frac{3 \epsilon_y}{k_2^2 l} \quad (4.9)$$

При решении задачи использована формула Р. Миндли-на для вертикальной компоненты напряжений от сосредоточенной силы P , приложенной на глубине h :

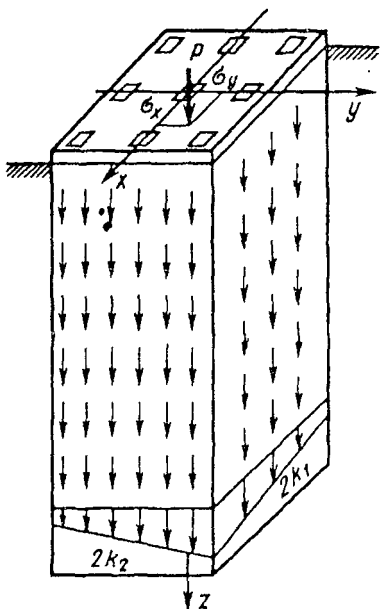


Рис. 4.3. Расчетная схема напряжений в активной зоне внецентренно нагруженного свайного куста

$$\sigma_z(z, x, y) = \frac{P}{8\pi(1-\nu)l^2} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-h)}{r_1^3} - \frac{(1-2\nu)(z-h)}{r_2^3} - \frac{3(z-h)^3}{r_1^5} - \frac{-3(3-4\nu)z(z+h)^2 - 3h(z+h)(5z-h)}{r_2^5} - \frac{30zh(z+h)^3}{r_2^7} \right] \quad (4.10)$$

где ν — коэффициент Пуассона;

$$r_1 = \sqrt{(x - \bar{x})^2 + (y - \bar{y})^2 + (z - h)^2};$$

$$r_2 = \sqrt{(x - \bar{x})^2 + (y - \bar{y})^2 + (z + h)^2};$$

z, x, y — приведенные к длине свай координаты произвольной точки активной зоны свайного фундамента.

Алгоритм решения пространственной задачи для определения сжимающих напряжений внецентренно нагруженных свайных кустов. Для определения вертикальных сжимающих напряжений в активной зоне внецентренно нагруженных свайных фундаментов с учетом приложения нагрузки внутри массива необходимо выражения (4.6) и (4.7) с коэффициентами A', B', A'', B'' подставить в формулу Р. Миндлина (4.10) и проинтегрировать по боковой поверхности и основанию куста свай.

Нами проведены теоретические исследования влияния характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай для свайных фундаментов при их центральном нагружении. Рассмотрены наиболее часто встречающиеся случаи передачи нагрузки по боковой поверхности: равномерное распределение сил трения по боковой поверхности, по треугольнику и по кривой второго порядка. В плоскости острия свай нагрузка распределена равномерно по ширине фундамента и по параболе.

Проведенный анализ показал, что в зависимости от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай сжимающие напряжения изменяются, как правило, в интервале 1,01—1,2 приведенной глубины, т.е. в уплотненной зоне мощностью 2—3*d*. В этом интервале напряжения изменяются на 7—14% при приведенной ширине фундамента $\beta = 0,05$ и на 15—37% — при $\beta = 0,4$. Начиная с приведенной глубины $z/l = 1,3$, сжимающие напряжения практически не зависят от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай (А.А. Барто-

Т а б л и ц а 4.2. Значения коэффициентов α и β (10^{-2})

k_1/k_2	Коэф- фи- циент	$\nu = 0,2$				$\nu = 0,25$				$\nu = 0,3$				$\nu = 0,35$				$\nu = 0,4$			
		при k_1 , равном																			
		0,05	0,1	0,2	0,4	0,05	0,1	0,2	0,4	0,05	0,1	0,2	0,4	0,05	0,1	0,2	0,4	0,05	0,1	0,2	0,4
1,0	α	88	82	73	66	88	82	73	66	88	82	74	68	88	81	74	69	88	81	73	69
	β	12	18	27	34	12	18	27	34	12	18	26	32	12	19	26	31	12	19	27	31
1,1	α	88	81	72	65	88	81	72	66	88	81	73	67	88	81	73	68	87	81	73	68
	β	12	19	28	35	12	19	28	34	12	19	27	33	12	19	27	32	13	19	27	32
1,2	α	88	81	72	65	88	81	72	66	87	81	72	67	87	81	72	68	87	79	72	68
	β	12	19	28	35	12	19	28	34	13	19	28	33	13	19	28	32	13	21	28	32
1,3	α	87	80	71	65	87	80	71	66	87	80	72	66	87	79	72	68	87	79	72	68
	β	13	20	29	35	13	20	29	35	13	20	29	34	13	20	28	32	13	21	28	32
1,4	α	87	79	71	65	87	79	71	66	87	79	72	67	86	79	72	68	86	79	71	68
	β	13	21	29	35	13	21	29	34	13	21	28	33	14	21	28	33	14	21	29	32
1,5	α	87	79	71	64	86	79	71	65	86	79	71	66	86	79	71	67	86	78	71	68
	β	13	21	29	36	14	21	29	35	14	21	29	34	14	21	29	33	14	22	29	32
1,6	α	86	79	69	64	86	78	70	65	86	78	71	66	86	78	71	67	86	78	70	68
	β	14	21	31	36	14	22	30	35	14	22	29	34	14	22	29	33	14	22	30	32
1,7	α	86	78	69	64	86	78	70	65	86	78	70	66	86	78	70	67	85	77	70	68
	β	14	22	31	36	14	22	30	35	15	22	30	34	14	22	30	33	15	23	30	32
1,8	α	86	78	69	64	85	78	69	65	85	78	70	66	85	77	70	67	85	77	70	68
	β	14	22	31	36	15	22	31	35	15	22	30	34	15	23	30	33	15	23	30	32
2,0	α	85	78	68	63	85	77	68	64	85	77	69	65	85	77	69	67	85	76	69	68
	β	15	23	32	37	15	23	32	36	15	23	31	35	15	23	31	33	15	24	31	32

ломея, 1975). Поэтому в предлагаемой работе рассмотрен случай линейного распределения сил трения по боковой поверхности, а в плоскости острия свай — по трапеции, что несколько облегчает решение пространственной задачи. Характер передачи нагрузки в этом случае по боковой поверхности и в плоскости острия свай на основании формул (4.6) и (4.7) запишется так:

$$P_{\text{бок}}(\bar{x}, \bar{y}, h) = \frac{\alpha P}{4(k_1 + k_2)l^2} (1 + A'\bar{x} + B'\bar{y}); \quad (4.11)$$

$$P_{\text{остр}}(\bar{x}, \bar{y}, 1) = \frac{\beta P}{4k_1 k_2 l^2} (1 + A''\bar{x} + B''\bar{y}). \quad (4.12)$$

Коэффициенты α, β для случая линейного распределения сил трения по боковой поверхности, вычисленные на основании теоретического расчета А.А. Бартоломея, С.Я. Гусмана, Н.Е. Рукавишниковой (1970), приведены в табл. 4.2.

При решении задачи получена формула для оценки напряженного состояния в любой точке активной зоны кустов свай при внецентренном нагружении:

$$\sigma_z = (z, x, y) = \frac{\rho}{l^2} (\sigma_1 + \sigma_2), \quad (4.13)$$

где z, x, y — приведенные координаты точки активной зоны кустов свай. Безразмерные величины $\bar{\sigma}_1$ и $\bar{\sigma}_2$ определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_1 = & \frac{\alpha}{32 \pi (1 - \nu) (k_1 + k_2)} \sum_{n=1}^5 \int_0^1 (1 + A'lk_1 + B'ly) \int_{-\bar{k}_2}^{\bar{k}_2} F_n(x, y, z, k_1, \bar{y}, h) d\bar{y} + \\ & + (1 - A'lk_1 + B'ly) \int_{-\bar{k}_2}^{\bar{k}_2} F_n(x, y, z - k_1, \bar{y}, h) d\bar{y} + (1 + A'lx + \\ & + B'lk_2) \int_{-\bar{k}_1}^{\bar{k}_1} F_n(x, y, z, \bar{x}, k_2, h) d\bar{x} + (1 + A'lx - B'lk_2) \int_{-\bar{k}_1}^{\bar{k}_1} F_n(x, y, z, \bar{x} - k_2, h) d\bar{x} - \\ & - A'l \int_{-\bar{k}_1}^{\bar{k}_1} (x - \bar{x}) [F_n(x, y, z, \bar{x}, k_2, h) - F_n(x, y, z, \bar{x} - k_2, h)] d\bar{x} - \\ & - B'l \int_{-\bar{k}_2}^{\bar{k}_2} (y - \bar{y}) [F_n(x, y, z, k_1, \bar{y}, h) - F_n(x, y, z - k_1, \bar{y}, h)] d\bar{y} dh; \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_2 = -\frac{\beta}{32 \pi (1-\nu) k_1 k_2} \sum_{n=1}^5 (1 + A'' l x + B'' l y) \int \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_n(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, 1) d\bar{x} d\bar{y} - \\ - A l \int \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (x - \bar{x}) F_n(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, 1) d\bar{x} d\bar{y} - B l \int \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (y - \bar{y}) F_n(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, 1) d\bar{x} d\bar{y} \Big].$$

Для нахождения $\sigma_2(z, x, y)$ необходимо вычисление следующих интегралов:

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_n(x, y, z, k_1, \bar{y}, h) d\bar{y}, \quad 1 \leq n \leq 5;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_{n-5}(x, y, z - k_1, \bar{y}, h) d\bar{y}, \quad 6 \leq n \leq 10;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_{n-10}(x, y, z, \bar{x}, k_2, h) d\bar{x}, \quad 11 \leq n \leq 15;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_{n-15}(x, y, z, x, -k_2, h) d\bar{x}, \quad 16 \leq n \leq 20;$$

$$I_n = \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} dx \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_{n-20}(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, 1) d\bar{y}, \quad 21 \leq n \leq 25;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} F_{n-25}(x, y, z, \bar{x}, k_2, h) d\bar{x}, \quad 26 \leq n \leq 30;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (x - \bar{x}) F_{n-30}(x, y, z, \bar{x}, -k_2, h) d\bar{x}, \quad 31 \leq n \leq 35;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (y - \bar{y}) F_{n-35}(x, y, z, k_1, \bar{y}, h) d\bar{y}, \quad 36 \leq n \leq 40;$$

$$I_n = \int_0^1 dh \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (y - \bar{y}) F_{n-40}(x, y, z, -k_1, \bar{y}, h) d\bar{y}, \quad 41 \leq n \leq 45;$$

$$I_n = \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} d\bar{y} \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (x - \bar{x}) F_{n-45}(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, 1) d\bar{x}, \quad 46 \leq n \leq 50;$$

$$I_n = \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} d\bar{x} \int_{\bar{k}_1, \bar{k}_2} (y - \bar{y}) F_{n-50}(x, y, z, \bar{x}, \bar{y}, 1) d\bar{y}, \quad 51 \leq n \leq 55;$$

где

$$F_1 = \frac{(1-2\nu)(z-h)}{r_1^3};$$

$$F_2 = \frac{(1-2\nu)(z+h)}{r_2^3};$$

$$F_3 = \frac{3(z-h)^3}{r_1^5};$$

$$F_4 = \frac{3(3-4\nu)z(z+h)^2 - 3h(z+h)(5z-h)}{r_2^5};$$

$$R_s = - \frac{30 zh (z+h)^3}{r_2^7}.$$

В целях повышения точности расчетов и экономии машинного времени интегралы $I_1—I_{55}$ взяты в элементарных функциях.

Для практических расчетов напряжений в активной зоне внецентренно нагруженных кустов свай формула (4.13) приведена к виду

$$\mathcal{Z}_z(z, x, y) = \frac{P}{l^3} \bar{\mathcal{Z}}_0, \quad (4.14)$$

где P — нагрузка на куст свай, кН; l — длина свай, м; $\bar{\mathcal{Z}}_0$ — безразмерная компонента напряжений.

Значения $\bar{\mathcal{Z}}_0$ табулированы для кустов из 4, 6, 9, 16 и 25 свай (при расстоянии между ними $3d$) длиной 5, 6, 9 и 12 м для $\nu = 0,2; 0,3; 0,35$ и $0,4$; $z/l = 1,001; 1,1; 1,2; 1,3; \dots; 2,5$ и $x, y = 0; \pm 0,2; \pm 0,4; 0,6$ при условии приложения нагрузки в точках с координатами $(0,0)$; $(k_1/4, 0)$; $(k_1/2, 0)$; $(k_1/4, k_2/4)$; $(k_1/2, k_2/2)$. Табулирование выполнено на ЭВМ М-220, М-222, ЕС-1030.

В табл. 4.4—4.6 приведены значения $\bar{\mathcal{Z}}_0$ для определения напряжений в активной зоне центрально и внецентренно нагруженных свайных кустов ниже плоскости острия свай для трех типов кустов свай и различных значений ν ; для куста из 6 свай (свай сечением 30×30 см, длиной 9 м) при $\nu = 0,2$ и $0,35$; для куста из 9 свай длиной 10 м при $\nu = 0,35$ и $0,4$; для куста из 16 свай длиной 12 м при $\nu = 0,35$ и $0,4$ при условии, что точка приложения нагрузки перемещается по оси ростверка от 0 до $0,5k$.

Аналогичные таблицы составлены для всех вышеперечисленных типов свайных фундаментов в зависимости от коэффициента Пуассона ν и величины эксцентриситета приложения нагрузки.

Для определения дополнительного напряжения в той или иной точке активной зоны центрально или внецентренно нагруженного свайного фундамента, вызванного внешней нагрузкой P , необходимо величину этой нагрузки P , длину свай l и безразмерную компоненту $\bar{\mathcal{Z}}_0$, взятую из табл. 4.4—4.5 или аналогичных им, подставить в формулу (4.14). На рис. 4.4 и 4.5 приведены значения $\bar{\mathcal{Z}}_0$, характеризующие эпюры сжимающих напряжений в вертикальных сечениях, удаленных на различные расстояния от оси свайного куста, для кустов из 6, 9 и 19 свай длиной соответственно 9, 10 и 12 м при $\nu = 0,35$.

Анализ эпюр безразмерной компоненты напряжений $\bar{\mathcal{Z}}_0$, приведенных на рис. 4.4 и 4.5, позволяет сделать следующие выводы.

Т а б л и ц а 4.3. Значения $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений в активной зоне центрально и внецентренно нагруженного свайного куста ($k_1 = 0,122$; $k_2 = 0,072$; $y = 0$)

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l							
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4	0,6
$\epsilon_x = \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$								
1,0	0,271	0,640	3,885	4,576	3,885	0,640	0,271	0,159
1,1	0,280	0,837	1,958	2,871	1,958	0,839	0,280	0,162
1,2	0,293	0,765	1,087	1,524	1,087	0,765	0,283	0,165
1,3	0,294	0,612	0,786	0,929	0,786	0,612	0,294	0,168
1,4	0,279	0,485	0,572	0,636	0,572	0,485	0,279	0,169
1,5	0,256	0,390	0,437	0,470	0,437	0,390	0,256	0,164
1,6	0,231	0,320	0,348	0,366	0,348	0,320	0,231	0,158
1,8	0,184	0,227	0,238	0,246	0,238	0,227	0,184	0,139
2,0	0,148	0,171	0,176	0,180	0,176	0,171	0,148	0,120
2,2	0,120	0,134	0,137	0,139	0,137	0,134	0,120	0,102
2,4	0,104	0,108	0,110	0,111	0,110	0,108	0,104	0,088
$\epsilon_x = 0,25 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$								
1,0	0,248	0,539	1,900	4,576	5,869	0,741	0,305	0,171
1,1	0,253	0,643	0,353	2,871	2,545	1,030	0,306	0,173
1,2	0,263	0,603	0,928	1,524	1,341	0,899	0,323	0,177
1,3	0,265	0,541	0,713	0,929	0,911	0,684	0,322	0,181
1,4	0,256	0,447	0,539	0,636	0,602	0,524	0,303	0,180
1,5	0,238	0,369	0,421	0,470	0,453	0,412	0,247	0,175
1,6	0,217	0,307	0,339	0,366	0,356	0,333	0,244	0,167
1,8	0,177	0,222	0,233	0,246	0,242	0,233	0,191	0,146
2,0	0,143	0,168	0,176	0,180	0,178	0,174	0,152	0,124
2,2	0,117	0,132	0,136	0,139	0,138	0,135	0,122	0,105
2,4	0,102	0,107	0,109	0,111	0,110	0,109	0,104	0,090
$\epsilon_x = 0,5 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$								
1,0	0,224	0,438	0,085	4,576	7,855	0,842	0,329	0,182
1,1	0,227	0,450	0,748	2,871	3,143	1,223	0,332	0,185
1,2	0,233	0,496	0,770	1,524	1,529	1,034	0,352	0,189
1,3	0,237	0,469	0,640	0,929	1,000	0,756	0,351	0,192
1,4	0,232	0,409	0,506	0,636	0,635	0,562	0,326	0,191
1,5	0,220	0,347	0,404	0,470	0,469	0,434	0,292	0,185
1,6	0,204	0,294	0,329	0,366	0,366	0,346	0,257	0,176
1,8	0,169	0,216	0,216	0,246	0,246	0,238	0,199	0,140
2,0	0,139	0,165	0,189	0,180	0,180	0,176	0,156	0,128
2,2	0,115	0,131	0,135	0,139	0,138	0,137	0,125	0,108
2,4	0,100	0,106	0,109	0,111	0,111	0,110	0,105	0,091
$\epsilon_x = \epsilon_y = 0; \nu = 0,2$								
1,0	0,197	0,600	3,709	4,499	3,709	0,600	0,197	0,154
1,1	0,270	0,792	1,738	2,619	1,738	0,792	0,270	0,158
1,2	0,280	0,706	1,112	1,373	1,112	0,706	0,280	0,161
1,3	0,278	0,560	0,712	0,836	0,712	0,560	0,278	0,162
1,4	0,261	0,442	0,518	0,574	0,518	0,442	0,261	0,161
1,5	0,238	0,356	0,397	0,425	0,397	0,356	0,238	0,156
1,6	0,214	0,292	0,316	0,332	0,316	0,292	0,214	0,149
1,8	0,170	0,208	0,220	0,225	0,220	0,208	0,170	0,131
2,0	0,137	0,157	0,162	0,165	0,162	0,157	0,137	0,112
2,2	0,111	0,123	0,126	0,128	0,126	0,123	0,111	0,096
2,4	0,100	0,101	0,102	0,103	0,102	0,101	0,100	0,082

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l						
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4

$$\epsilon_x = 0,25 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,2$$

1,0	0,179	0,507	1,815	4,499	5,629	0,693	0,281	0,165
1,1	0,245	0,613	1,220	2,619	2,252	0,971	0,295	0,169
1,2	0,253	0,586	0,885	1,373	1,303	0,825	0,308	0,172
1,3	0,252	0,498	0,647	0,836	0,775	0,623	0,303	0,173
1,4	0,240	0,409	0,488	0,574	0,546	0,476	0,283	0,171
1,5	0,222	0,337	0,382	0,425	0,411	0,375	0,255	0,166
1,6	0,202	0,281	0,307	0,332	0,324	0,304	0,226	0,157
1,8	0,164	0,203	0,215	0,225	0,224	0,213	0,177	0,136
2,0	0,133	0,155	0,160	0,165	0,163	0,159	0,140	0,116
2,2	0,109	0,122	0,125	0,128	0,127	0,125	0,114	0,098
2,4	0,097	0,099	0,102	0,103	0,102	0,101	0,094	0,084

$$\epsilon_x = 0,5 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,2$$

1,0	0,161	0,414	0,226	4,499	7,549	0,786	0,303	0,176
1,1	0,220	0,434	0,712	2,619	2,767	1,149	0,320	0,179
1,2	0,225	0,467	0,721	1,373	1,494	0,945	0,335	0,183
1,3	0,226	0,435	0,584	0,836	0,838	0,686	0,329	0,185
1,4	0,219	0,376	0,460	0,574	0,574	0,509	0,304	0,182
1,5	0,207	0,318	0,367	0,425	0,426	0,394	0,271	0,175
1,6	0,191	0,269	0,299	0,332	0,332	0,315	0,238	0,165
1,8	0,158	0,199	0,211	0,225	0,225	0,218	0,183	0,142
2,0	0,129	0,152	0,159	0,165	0,165	0,162	0,144	0,119
2,2	0,107	0,121	0,124	0,128	0,128	0,126	0,116	0,100
2,4	0,095	0,098	0,100	0,103	0,103	0,102	0,095	0,085

Т а б л и ц а 4.4. Значения $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений в активной зоне центрально и внецентренно нагруженного свайного куста ($k_1 = k_2 = 0,11$; $y = 0$)

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l						
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$$

1,0	0,281	0,623	3,096	2,862	3,096	0,623	0,281	0,164
1,1	0,285	0,722	1,528	2,113	1,528	0,722	0,285	0,167
1,2	0,291	0,676	1,025	1,266	1,025	0,676	0,291	0,169
1,3	0,287	0,557	0,719	0,817	0,719	0,557	0,287	0,170
1,4	0,271	0,449	0,525	0,577	0,525	0,449	0,271	0,168
1,5	0,249	0,367	0,412	0,436	0,412	0,367	0,249	0,163
1,6	0,224	0,304	0,331	0,344	0,331	0,304	0,224	0,156
1,8	0,179	0,218	0,230	0,235	0,230	0,218	0,179	0,137
2,0	0,144	0,166	0,171	0,174	0,171	0,166	0,144	0,118
2,2	0,118	0,130	0,134	0,135	0,134	0,130	0,118	0,101
2,4	0,098	0,106	0,108	0,109	0,108	0,106	0,098	0,086

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l						
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4

$$\epsilon_x = 0,25 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$$

1,0	0,258	0,541	1,754	2,862	4,437	0,706	0,303	0,175
1,1	0,262	0,596	1,154	2,113	1,904	0,849	0,308	0,177
1,2	0,266	0,581	0,894	1,266	1,157	0,772	0,316	0,179
1,3	0,264	0,504	0,668	0,817	0,770	0,611	0,311	0,181
1,4	0,252	0,421	0,504	0,577	0,557	0,479	0,291	0,178
1,5	0,234	0,349	0,400	0,436	0,427	0,384	0,263	0,173
1,6	0,213	0,293	0,324	0,344	0,338	0,314	0,235	0,164
1,8	0,173	0,214	0,227	0,235	0,233	0,223	0,185	0,143
2,0	0,141	0,163	0,170	0,174	0,173	0,168	0,148	0,122
2,2	0,116	0,129	0,133	0,135	0,135	0,132	0,119	0,103
2,4	0,096	0,105	0,107	0,109	0,108	0,106	0,099	0,088

$$\epsilon_x = 0,5 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$$

1,0	0,236	0,459	0,413	0,862	5,779	0,788	0,325	0,186
1,1	0,238	0,470	0,781	2,113	2,278	0,975	0,332	0,188
1,2	0,241	0,485	0,763	1,266	1,288	0,867	0,341	0,190
1,3	0,240	0,450	0,616	0,817	0,822	0,664	0,334	0,191
1,4	0,233	0,391	0,484	0,577	0,580	0,509	0,310	0,189
1,5	0,219	0,333	0,388	0,436	0,439	0,401	0,278	0,182
1,6	0,202	0,283	0,317	0,344	0,345	0,324	0,246	0,172
1,8	0,167	0,209	0,225	0,235	0,236	0,227	0,191	0,148
2,0	0,137	0,161	0,169	0,174	0,174	0,170	0,151	0,125
2,2	0,113	0,128	0,132	0,135	0,135	0,133	0,122	0,106
2,4	0,095	0,104	0,107	0,109	0,109	0,107	0,100	0,098

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0 \quad \nu = 0,4$$

1,0	0,285	0,638		2,928		0,638	0,285	0,166
1,1	0,289	0,741		2,215		0,741	0,289	0,168
1,2	0,297	0,701		1,332		0,701	0,297	0,170
1,3	0,294	0,580		0,858		0,580	0,294	0,172
1,4	0,279	0,469		0,605		0,469	0,279	0,171
1,5	0,257	0,382		0,456		0,382	0,257	0,164
1,6	0,231	0,316		0,359		0,316	0,231	0,159
1,8	0,185	0,227		0,245		0,227	0,185	0,141
2,0	0,149	0,172		0,181		0,172	0,149	0,121
2,2	0,122	0,135		0,140		0,135	0,122	0,104
2,4	0,101	0,109		0,112		0,109	0,101	0,088

$$\epsilon_x = 0,25 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,4$$

1,0	0,262	0,553		2,928		0,772	0,308	0,177
1,1	0,265	0,609		2,215		0,872	0,313	0,179
1,2	0,271	0,600		1,332		0,802	0,332	0,182
1,3	0,270	0,523		0,858		0,637	0,319	0,183
1,4	0,259	0,437		0,605		0,500	0,299	0,182
1,5	0,241	0,364		0,456		0,400	0,272	0,176
1,6	0,219	0,305		0,359		0,327	0,243	0,168
1,8	0,179	0,222		0,245		0,232	0,192	0,147
2,0	0,145	0,169		0,181		0,174	0,153	0,125
2,2	0,119	0,134		0,140		0,136	0,124	0,106
2,4	0,099	0,108		0,112		0,110	0,102	0,091

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l							
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4	0,6
$\epsilon_x = 0,5 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,4$								
1,0	0,239	0,468		2,928		0,807	0,330	0,188
1,1	0,241	0,478		2,215		1,003	0,337	0,190
1,2	0,245	0,499		1,332		0,903	0,348	0,193
1,3	0,246	0,466		0,858		0,694	0,343	0,194
1,4	0,239	0,406		0,605		0,532	0,320	0,192
1,5	0,225	0,346		0,456		0,418	0,288	0,186
1,6	0,208	0,294		0,359		0,338	0,255	0,176
1,8	0,172	0,217		0,245		0,237	0,198	0,152
2,0	0,142	0,167		0,181		0,177	0,156	0,129
2,2	0,117	0,132		0,140		0,138	0,126	0,109
2,4	0,098	0,108		0,112		0,111	0,104	0,092

Т а б л и ц а 4.5. Значения $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений в активной зоне центрально и внецентренно нагруженного свайного куста ($k_1 = k_2 = 0,129$ и $y = 0$)

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l							
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4	0,6
$\epsilon_x = \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$								
1,0	0,277	0,626	2,509	2,344	2,509	0,626	0,277	0,163
1,1	0,283	0,752	1,426	1,856	1,426	0,752	0,283	0,165
1,2	0,292	0,687	0,944	1,204	0,944	0,687	0,292	0,167
1,3	0,289	0,561	0,685	0,803	0,685	0,561	0,289	0,170
1,4	0,273	0,452	0,517	0,575	0,517	0,452	0,273	0,168
1,5	0,249	0,368	0,406	0,436	0,406	0,368	0,249	0,163
1,6	0,225	0,305	0,328	0,346	0,328	0,305	0,225	0,156
1,8	0,179	0,219	0,229	0,237	0,229	0,219	0,179	0,138
2,0	0,144	0,166	0,171	0,175	0,171	0,166	0,144	0,118
2,2	0,118	0,131	0,134	0,136	0,134	0,131	0,118	0,101
2,4	0,098	0,106	0,107	0,109	0,107	0,106	0,098	0,087
$\epsilon_x = 0,25 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$								
1,0	0,252	0,531	1,454	2,344	3,564	0,720	0,303	0,175
1,1	0,256	0,595	1,035	1,856	1,689	0,909	0,311	0,177
1,2	0,262	0,574	0,798	1,204	1,089	0,800	0,321	0,180
1,3	0,260	0,498	0,623	0,803	0,672	0,624	0,317	0,182
1,4	0,249	0,417	0,487	0,575	0,547	0,487	0,296	0,179
1,5	0,232	0,348	0,389	0,436	0,422	0,389	0,267	0,174
1,6	0,212	0,293	0,318	0,346	0,337	0,317	0,238	0,165
1,8	0,173	0,214	0,226	0,237	0,233	0,225	0,187	0,144
2,0	0,140	0,163	0,169	0,175	0,173	0,169	0,149	0,123
2,2	0,115	0,129	0,133	0,136	0,135	0,2	0,121	0,104
2,4	0,089	0,105	0,105	0,109	0,108	0,107	0,099	0,089

z/l	Значения $\bar{\sigma}_0$ при x/l						
	-0,4	-0,2	$-k_1$	0	k_1	0,2	0,4

$$\epsilon_x = 0,5 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,35$$

1,0	0,277	0,436	0,400	2,344	4,618	0,815	0,328	0,188
1,1	0,229	0,438	0,644	1,856	2,046	1,066	0,338	0,190
1,2	0,232	0,462	0,653	1,204	1,234	0,913	0,351	0,193
1,3	0,233	0,435	0,560	0,803	0,713	0,687	0,344	0,194
1,4	0,227	0,383	0,458	0,575	0,577	0,522	0,317	0,192
1,5	0,214	0,328	0,374	0,436	0,437	0,409	0,285	0,185
1,6	0,199	0,280	0,309	0,346	0,346	0,329	0,251	0,175
1,8	0,165	0,209	0,222	0,237	0,237	0,230	0,194	0,151
2,0	0,136	0,161	0,168	0,175	0,175	0,172	0,153	0,127
2,2	0,113	0,128	0,132	0,136	0,136	0,134	0,123	0,107
2,4	0,086	0,104	0,106	0,109	0,109	0,108	0,101	0,091

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0; \nu = 0,4$$

1,0	0,282	0,639	2,579	2,400	2,579	0,639	0,282	0,164
1,1	0,287	0,772	1,488	1,943	1,488	0,772	0,287	0,166
1,2	0,297	0,713	0,987	1,266	0,987	0,713	0,297	0,169
1,3	0,296	0,585	0,717	0,844	0,717	0,585	0,296	0,172
1,4	0,281	0,472	0,541	0,603	0,541	0,472	0,281	0,171
1,5	0,258	0,384	0,424	0,457	0,424	0,384	0,258	0,167
1,6	0,233	0,318	0,342	0,361	0,342	0,318	0,233	0,160
1,8	0,186	0,228	0,234	0,246	0,234	0,228	0,186	0,141
2,0	0,149	0,173	0,179	0,182	0,179	0,173	0,149	0,122
2,2	0,122	0,136	0,139	0,141	0,139	0,136	0,122	0,104
2,4	0,101	0,109	0,110	0,113	0,110	0,109	0,101	0,089

$$\epsilon_x = 0,25 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,4$$

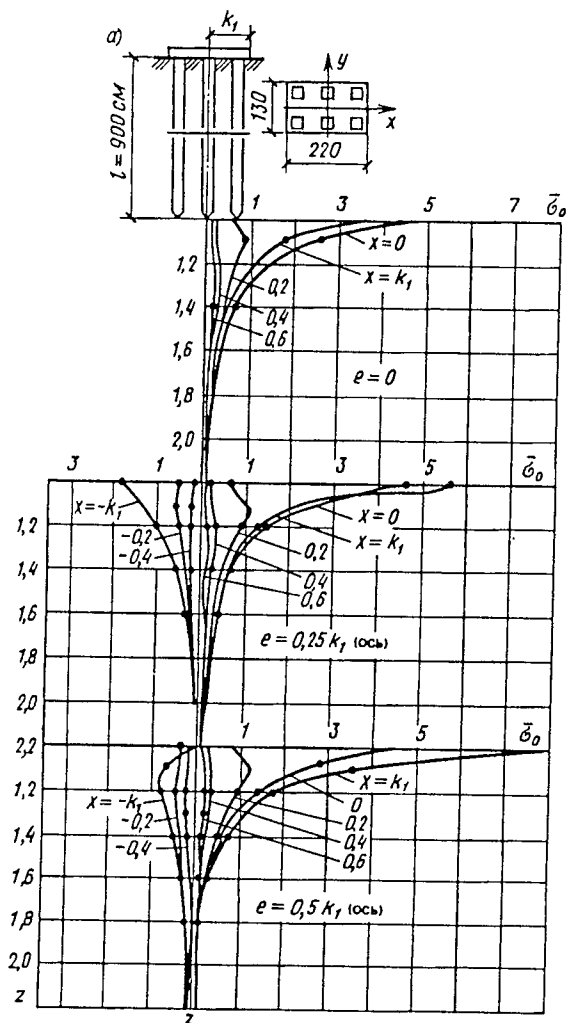
1,0	0,256	0,542	1,493	2,400	3,664	0,737	0,307	0,177
1,1	0,259	0,608	1,073	1,943	1,766	0,936	0,315	0,179
1,2	0,266	0,594	0,832	1,266	1,143	0,833	0,328	0,182
1,3	0,267	0,517	0,650	0,844	0,702	0,652	0,325	0,184
1,4	0,257	0,434	0,509	0,603	0,574	0,509	0,305	0,183
1,5	0,239	0,363	0,407	0,457	0,436	0,406	0,276	0,178
1,6	0,219	0,305	0,332	0,361	0,352	0,331	0,246	0,169
1,8	0,178	0,223	0,234	0,246	0,240	0,234	0,194	0,148
2,0	0,145	0,169	0,172	0,182	0,180	0,175	0,154	0,126
2,2	0,119	0,134	0,137	0,141	0,139	0,137	0,125	0,107
2,4	0,099	0,109	0,110	0,113	0,113	0,111	0,103	0,091

$$\epsilon_x = 0,5 k_1; \epsilon_y = 0; \nu = 0,4$$

1,0	0,229	0,445	0,408	2,400	2,750	0,834	0,333	0,189
1,1	0,232	0,443	0,657	1,943	2,144	1,099	0,342	0,191
1,2	0,236	0,474	0,676	1,266	1,298	0,953	0,358	0,195
1,3	0,238	0,450	0,583	0,844	0,747	0,719	0,354	0,197
1,4	0,232	0,397	0,477	0,603	0,606	0,546	0,329	0,196
1,5	0,221	0,341	0,389	0,457	0,450	0,427	0,295	0,189
1,6	0,205	0,292	0,322	0,361	0,362	0,344	0,260	0,179
1,8	0,171	0,217	0,239	0,246	0,249	0,239	0,201	0,155
2,0	0,141	0,167	0,175	0,182	0,182	0,178	0,158	0,131
2,2	0,117	0,132	0,136	0,141	0,141	0,139	0,127	0,110
2,4	0,098	0,108	0,109	0,113	0,113	0,112	0,105	0,093

1. Под свайными фундаментами на глубине $z = 1,001-1,3$, т.е. в интервале до $6d$ ниже плоскости острия свай, происходит концентрация напряжений в сторону перемещения эксцентриситета приложения нагрузки. Ниже эпюры напряжений принимают равномерно убывающий характер.

2. С удалением рассматриваемого сечения от оси фундамента в сторону перемещения точки приложения нагрузки происходит смещение максимальных значений напряжений (пиков), возникающих в этих сечениях, по глубине.



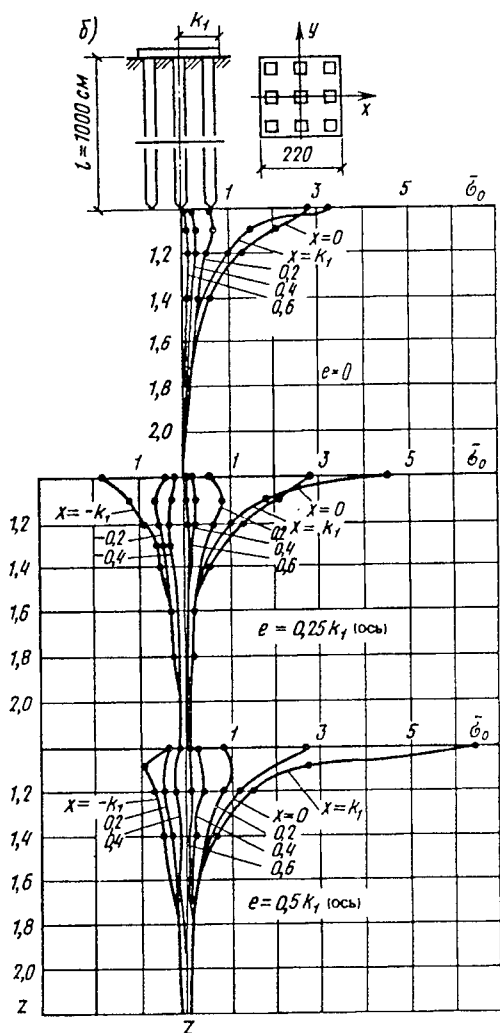
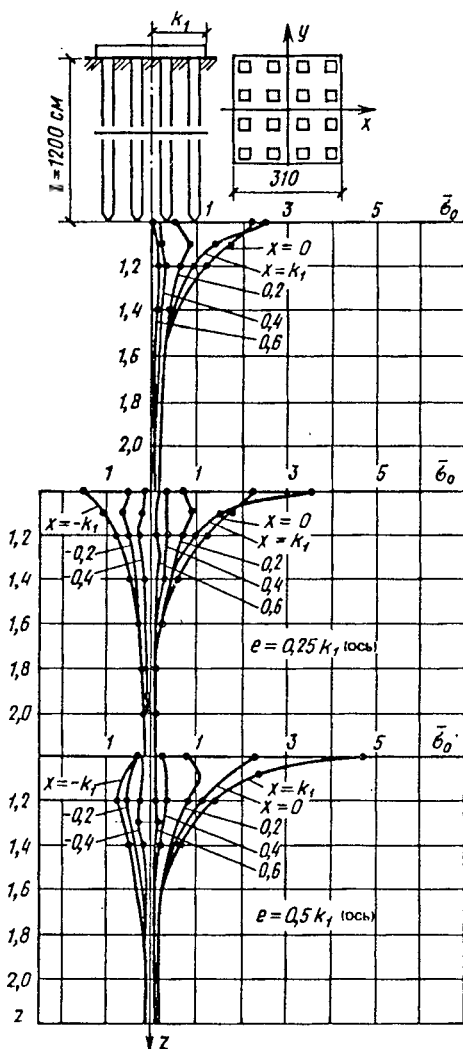


Рис. 4.4. Значения компоненты $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений в активной зоне центрально и внецентренно нагруженного свайного куста при $\nu = 0,35$; $k_1 = 0,122$; $k_2 = 0,072$ и $y = 0$ (а) и $k_1 = k_2 = 0,11$ и $y = 0$ (б)

3. Максимальные напряжения (пики), возникающие в сечениях, расположенных на одинаковом расстоянии от оси внецентренно нагруженного куста, увеличиваются в сторону смещения эксцентриситета приложения нагрузки. Отношение величин максимальных напряжений в этих сечениях зависит от размеров ростверка и расстояний от рассматриваемых сечений до оси куста.

Рис. 4.5. Значения компоненты $\bar{\sigma}_0$ для определения напряжений в активной зоне центрально и внецентренно нагруженного свайного куста при $\nu = 0,35$; $k_1 = k_2 = 0,129$ и $y = 0$



4.4. РЕШЕНИЕ ПЛОСКОЙ ЗАДАЧИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ОСИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При решении задачи приняты следующие положения:

- 1) грунт считается линейно-деформируемым телом;
- 2) нагрузка передается грунту по боковой поверхности свайных фундаментов и в плоскости нижних концов свай.

С целью установления влияния распределения сил трения по боковой поверхности и напряжений в плоскости острия

свай на напряженное состояние активной зоны рассмотрены наиболее часто встречающиеся случаи передачи нагрузки по боковой поверхности — равномерное распределение сил трения по боковой поверхности, по треугольнику и по кривой второго порядка. В плоскости нижних концов свай нагрузка распределена равномерно по ширине фундамента и по параболу.

В общем виде характер передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай описывается уравнениями (3.1а) и (3.1б).

Для решения задачи использована формула Е. Мелана для вертикальных сжимающих напряжений от ряда сосредоточенных сил P , приложенных внутри массива на глубине h (Е. Melan, 1932).

Уравнение для вертикальных сжимающих напряжений от ряда сосредоточенных сил имеет вид

$$\sigma_z = -\frac{P}{\pi} \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} \left[-\frac{(z-h)^3}{r_1^4} + \frac{(z+h) [(z+h)^2 + 2hz]}{r_2^4} - \frac{8hz(h+z)x^2}{r_2^6} \right] + \frac{1 - \nu_1}{4} \left(-\frac{z-h}{r_1^2} + \frac{3z+h}{r_2^2} - \frac{4zx^2}{r_2^4} \right) \right\} \quad (4.15)$$

где σ_z — напряжения на глубине z от силы P ; ν — коэффициент Пуассона;

$$r_1 = \sqrt{(z-h)^2 + x^2}; \quad r_2 = \sqrt{(z+h)^2 + x^2}$$

или

$$(z-h)^2 = r_1^2 - x^2; \quad (z+h)^2 = r_2^2 - x^2.$$

Чтобы определить напряжения по оси ленточных свайных фундаментов с длиной свай l и шириной фундамента d_0 , подставим значение сил трения по боковой поверхности свай [формула (3.1а)] в выражение (4.15) и проинтегрируем это выражение по h в пределах от 0 до l . В этом случае получим напряжения от сил трения по боковой поверхности.

Для определения напряжений от сил, передающихся через подошву свайного фундамента, интегрируем выражение (4.6) с учетом (3.1б) по x в пределах от 0 до d_0 при $h = l$.

В общем виде формула для определения напряжений по оси в межсвайном пространстве и под ленточными свайными фундаментами имеет вид

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi l} \left\{ \int_0^1 (a_1 + 2a_2 h + 3a_3 h^2) \left\{ -\frac{1 + \nu_1}{2} \left[-\frac{(z-h)^3}{r_1^4} + \right. \right. \right.$$

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{(z+h) [(z+h)^2 + 2hz]}{r_2^4} - \frac{8hz(h+z)x^2}{r_2^6} \right] + \\
& - \frac{1-\nu_1}{4} \left[\frac{z-h}{r_1^2} + \frac{3z+h}{r_2^2} - \frac{4zx^2}{r_2^4} \right] \Bigg\} dh + \\
& + \int_0^\beta \left[\frac{b_1}{\beta} + \frac{12b_2}{\beta^3} \left(x - \frac{\beta}{2} \right)^2 \right] \Bigg\} - \frac{1+\nu_1}{2} \left[\frac{(z-h)^3}{r_1^4} + \right. \\
& \left. \frac{(z+h) [(z+h)^2 + 2hz]}{r_2^4} - \frac{8hz(h+z)x^2}{r_2^6} \right] + \\
& - \frac{1-\nu_1}{4} \left[\frac{z-h}{r_1^2} + \frac{3z+h}{r_2^2} - \frac{4zx^2}{r_2^4} \right] dx, \tag{4.16}
\end{aligned}$$

где $\beta = d_0/l$ — приведенная ширина свайного фундамента; h и z — приведенные значения глубины приложения нагрузки и глубины расположения рассматриваемой точки.

После ряда преобразований и интегрирования формула (4.16) приведена к виду

$$\mathcal{E}_z = \frac{p}{\pi l} \left[\sum_{k=1}^3 k a_k V_k + \sum_{m=0}^4 b_{m+1} V_{m+4} \right]; \quad k = 1, 2, 3; \quad m = 0, 1, \tag{4.17}$$

где

$$V_k = -\frac{3+\nu_1}{4} \mathcal{I}_{3k,2} + \frac{5-\nu_1}{4} \mathcal{I}_{3k,1} + (1+\nu_1) \mathcal{I}_{3k}. \tag{4.18}$$

Интегралы $\mathcal{I}$ взяты в элементарных функциях и их значения приведены в работах А.А. Бартоломея (1970, 1982).

4.5. РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ ПО ОСИ ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ АНАЛИЗ

Для определения напряжений по оси в межсвайном пространстве и под сваями ленточных свайных фундаментов необходимо:

- 1) определить нагрузку на свайный фундамент;
- 2) найти приведенную ширину свайного фундамента;
- 3) вычислить значение интегралов $\mathcal{I}$;

4) определить компоненты напряжений V ;

5) путем решения системы уравнений (3.10)—(3.20) найти значение коэффициентов a_k и b_m для различных случаев передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. Эти вычисления очень трудоемки, поэтому с помощью ЭЦВМ составлены таблицы значений сумм

$$\sum_{k=1}^3 k a_k V_k + \sum_{m=0}^4 b_{m+1} V_{m+4} = \alpha_0 \quad (4.19)$$

в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента $\beta = d_0/l$, коэффициента бокового расширения грунта ν , приведенной глубины расположения рассматриваемой точки z/l , характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия. Для практического пользования формула расчета напряжений по оси в межсвайном пространстве и под свайными фундаментами имеет вид:

$$\sigma_z = - \frac{P}{\pi l} \cdot \alpha_0 \quad (4.20)$$

где P — нагрузка на свайный фундамент, Н/см; l — длина свай; α_0 — безразмерный коэффициент, принимаемый по составленным таблицам в зависимости от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, приведенной ширины свайного фундамента, коэффициента бокового расширения грунта.

Значения α_0 табулированы для различных расчетных схем при $\nu = 0,2; 0,3; 0,4; 0,5$; $d_0/l = 0,05; 0,1; 0,15; 0,2 \dots 0,4$; $z/l = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 0,98; 1,01; 1,05; 1,1; 1,2; 1,3 \dots 3,3$.

В табл. 4.6 приведены некоторые значения коэффициента α_0 для определения напряжений по оси ленточных свайных фундаментов при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости острия свай.

Интересно проследить, как влияют характер передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, коэффициент бокового расширения грунта, параметры фундамента на распределение сжимающих напряжений по оси ленточных свайных фундаментов.

На рис. 4.6 приведены значения коэффициента α_0 для всех расчетных схем при $\nu = 0,35$ и $\beta = 0,05; 0,4$. Как видим, выше плоскости острия свай наблюдается значительное расхождение коэффициентов α_0 , особенно на участке $0,8-1$ длины свай. Однако напряжения выше острия свай составляют 7—12% величины напряжений в плоскости острия, т.е. в конечном итоге напряжения за счет сил трения по боковой поверхности и сопротивления острия свай передаются на грунт активной зоны в плоскости острия свай.

Т а б л и ц а 4.6. Значения коэффициентов α_0 для определения напряжений по оси ленточных свайных фундаментов при равномерном распределении сил трения и равномерном распределении напряжения в плоскости острия свай при $\nu = 0,35$

z/l	Значения α_0 при β							
	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
0,1	0,6448	0,5823	0,5346	0,4934	0,4564	0,4229	0,3924	0,3649
0,3	0,6450	0,5592	0,4968	0,4458	0,403	0,367	0,3367	0,3114
0,5	0,6316	0,5045	0,4191	0,3564	0,31	0,276	0,2517	0,2348
0,7	0,5038	0,3211	0,2299	0,1862	0,1694	0,1672	0,1721	0,1802
0,9	-0,5809	-0,3963	-0,1257	0,0671	0,1917	0,2709	0,3212	0,353
0,98	-2,0876	-0,2898	0,3329	0,6104	0,7443	0,8073	0,8319	0,8352
1,01	10,3368	7,6524	5,521	5,8236	5,3147	4,9086	4,5678	4,2733
1,05	6,6992	5,3044	4,510	4,0077	3,6493	3,3717	3,1447	2,973
1,2	3,2739	3,2546	3,1287	2,9675	2,8032	2,6494	2,5091	2,3822
1,3	2,5641	2,5932	2,5647	2,5019	2,4203	2,3302	2,2383	2,1481
1,4	2,1536	2,1846	2,183	2,1588	2,1185	2,0671	2,0091	1,9476
1,5	1,8788	1,9052	1,9113	1,9027	1,8823	1,8527	1,816	1,7744
1,6	1,678	1,6998	1,7077	1,7058	1,6654	1,6778	1,6542	1,6258
1,7	1,523	1,5408	1,5497	1,5445	1,5338	1,5183	1,4986	1,4986
1,8	1,3984	1,4131	1,4205	1,4227	1,4204	1,4137	1,4032	1,3893
1,9	1,2954	1,3077	1,3144	1,3171	1,3163	1,3131	1,3049	1,2948
2,0	1,2053	1,2188	1,2248	1,2276	1,2276	1,2251	1,22	1,2125
2,1	1,1625	1,1425	1,1478	1,1505	1,1511	1,1496	1,1459	1,1404
2,2	1,0683	1,0761	1,0808	1,0834	1,0834	1,0834	1,0808	1,0766
2,3	1,0109	1,0177	1,0218	1,0244	1,0254	1,0249	1,023	1,0198
2,4	0,9897	0,9657	0,9695	0,9718	0,9729	0,9727	0,9714	0,9689
2,5	0,9139	0,9192	0,9226	0,9248	0,9259	0,926	0,925	0,923

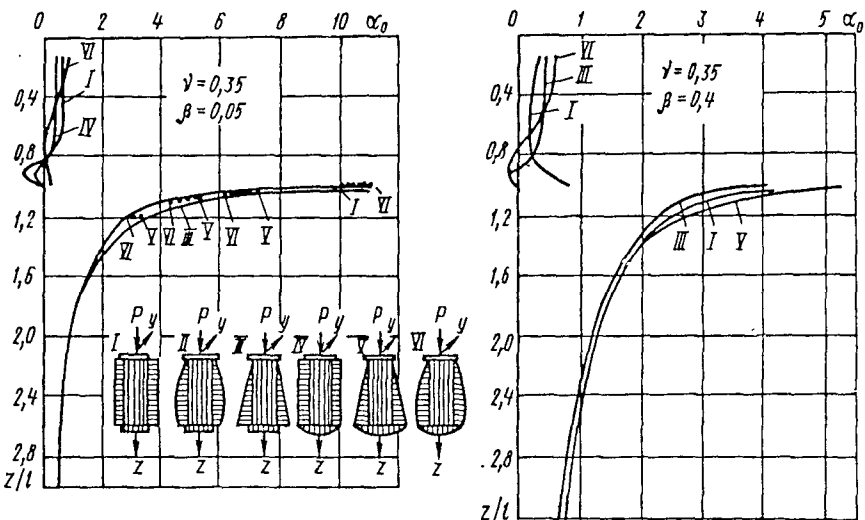


Рис. 4.6. Значения коэффициента α_0 в зависимости от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия ленточных свайных фундаментов

Для расчета осадок, оценки несущей способности грунта, проверки напряжений в слое грунта, более слабого по несущей способности, чем вышележащие слои, основное значение имеют напряжения в активной зоне ниже плоскости острия свай, поэтому рассмотрим влияние характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай на распределение напряжений в активной зоне. В зависимости от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай коэффициенты α_0 изменяются в основном в интервале 1,01—1,2 приведенной глубины. В этом интервале коэффициенты α_0 изменяются на 7—14% при приведенной ширине фундамента $\beta = 0,05$ и на 15—37% — при $\beta = 0,4$. В зависимости от характера передачи нагрузки по боковой поверхности значения α_0 изменяются на 4—13% при равномерном распределении напряжений в плоскости острия и на 6—25% при распределении напряжений по параболе. Основное изменение коэффициентов α_0 наблюдается в уплотненной зоне грунта мощностью 2—3 d . С глубины $z_0/l = 1,3$ значения коэффициента α_0 практически не зависят от характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай.

Схемы IY—YI позволяют определить максимальные напряжения в плоскости острия свай. Эти схемы можно использовать для расчетов в том случае, когда нагрузка на ленточ-

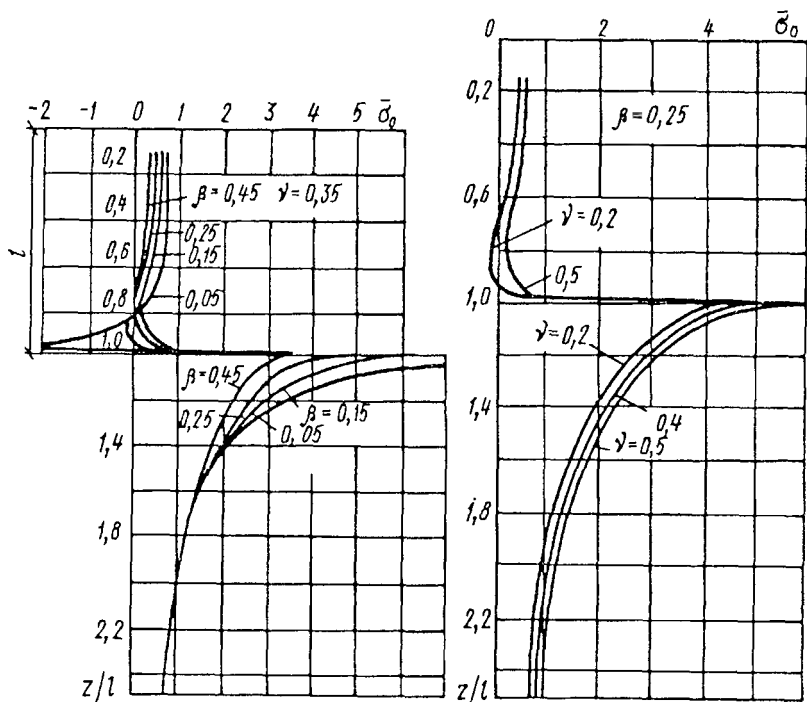


Рис. 4.7. Относительные значения единичных напряжений в межсвайном пространстве и под сваями ленточных свайных фундаментов в зависимости от приведенной ширины β и коэффициента бокового расширения грунта ν

ный свайный фундамент близка к предельной и эпюра напряжений в плоскости острия имеет вид параболы. В пределах линейной зависимости между нагрузкой и осадкой для расчетов можно использовать данные схемы I, так как эта схема дает среднее значение коэффициентов для определения напряжений по глубине при различной приведенной ширине фундамента.

Выполненные расчеты позволили ответить на вопрос, образуется ли в нижней части свай растянутая зона. Одни авторы считают, что в нижней части свай возникают растягивающие напряжения, другие утверждают, что напряжения по всей длине свай положительные. Результаты расчетов показали, что растягивающие напряжения возникают на участке 0,8—0,98 длины свай при определенных значениях приведенной ширины и коэффициента бокового расширения грунта. Так, при равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении нагрузки в плоскости острия растягивающие напряжения в грунте воз-

никают только вокруг свай и свайных фундаментов с малой приведенной шириной $\beta = d_0/l = 0,05-0,15$; при $\beta > 0,15$ возникают только сжимающие напряжения (рис. 4.7).

Если учесть, что в грунте возникают напряжения от собственного веса, то в большинстве случаев будут только сжимающие напряжения. Чтобы проследить, как влияет коэффициент бокового расширения грунта на распределение сжимающих напряжений по оси ленточных свайных фундаментов, построены графики значений коэффициента α_0 для всех расчетных схем при приведенной ширине фундамента $d_0/l = 0,05$ и $0,4$ и изменении коэффициента бокового расширения грунта ν от $0,2$ до $0,5$. Установлено, что с увеличением коэффициента бокового расширения грунта сжимающие напряжения в активной зоне под ленточными свайными фундаментами возрастают. При изменении коэффициента бокового расширения грунта ν от $0,2$ до $0,5$ значения α_0 увеличиваются в среднем на $11-15\%$. При отсутствии опытных значений коэффициента бокового расширения грунта для практических расчетов можно использовать средние значения $\nu = 0,35$.

4.6. РЕШЕНИЕ КРАЕВОЙ ЗАДАЧИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ВО ВСЕЙ АКТИВНОЙ ЗОНЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При расчете осадок ленточных свайных фундаментов во времени по теории фильтрационной консолидации и учете взаимного влияния соседних фундаментов необходимо знать распределение напряжений во всей активной зоне на различном расстоянии от оси фундаментов. Для определения напряжений во всей активной зоне решена краевая задача. При решении этой задачи приняты следующие исходные положения:

- 1) нагрузка передается грунту по боковой поверхности свай ленточных свайных фундаментов и в плоскости нижних концов свай;
- 2) грунт считается линейно-деформируемым телом;
- 3) на глубине z_0 и на расстоянии x_0 от оси ленточных свайных фундаментов дополнительные напряжения от нагрузки на фундамент не превышают структурной прочности грунта сжатия, т.е. не вызывают деформации грунта.

Чтобы определить напряжения в любой точке активной зоны ленточных свайных фундаментов, подставим значение силы, приходящейся на единицу длины фундамента [формула (3.1)], в выражение (4.15) и проинтегрируем это выражение по h в пределах от 0 до l и по x в пределах от $-\beta/2$ до $+\beta/2$ при $h = l$ и различных значениях x и z .

В общем виде формула для определения вертикальных

напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов имеет вид

$$\sigma_{zx} = \frac{P}{\pi l} \left\{ \int_0^1 (a_1 + 2 a_2 h + 3 a_3 h^2) \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} \left[- \frac{(z - h)^3}{r_1^4} + \right. \right. \right. \\ + \frac{(z + h) [(z + h)^2 + 2 h z]}{r_2^4} - \frac{8 h z (z + h) x^2}{r_2^6} \left. \left. \right] + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[\frac{z - h}{r_1^2} + \right. \right. \\ + \frac{3 z + h}{r_2^2} - \frac{4 z x^2}{r_2^4} \left. \left. \right] \right\} dh + \int_{-\beta/2}^{\beta/2} \left(- \frac{b_1}{\beta} + \frac{12 b_2 \xi^2}{\beta^3} \right) \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} x \right. \\ \times \left[- \frac{(z - h)^3}{[(z - h)^2 + (x - \xi)^2]^2} + \frac{(z + h) [(z + h)^2 + 2 h z]}{[(z + h)^2 + (x - \xi)^2]} - \right. \\ - \frac{8 h z (z + h) (x - \xi)^2}{[(z + h)^2 + (x - \xi)^2]} \left. \left. \right] + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[\frac{z - h}{(z - h)^2 + (x - \xi)^2} + \right. \right. \\ + \frac{3 z + h}{(z + h)^2 + (x - \xi)^2} - \frac{4 z (x - \xi)^2}{[(z + h)^2 + (x - \xi)^2]^2} \left. \left. \right] \right\} d\xi \Bigg\}, \quad (4.21)$$

где $\beta = d_0/l$ — приведенная ширина свайного фундамента; h, z, x — приведенные значения глубины приложения нагрузки, глубины расположения рассматриваемой точки и расстояния от рассматриваемой точки до оси фундамента.

После преобразований и интегрирования формула (4.21) приведена к виду

$$\sigma_{zx} = \frac{\rho}{\pi l} \left[\sum_{k=0}^3 k a_k V_k + \sum_{m=0}^1 b_{m+1} V_{m+4} \right], \quad (4.22)$$

где

$$V_k = - \frac{3 + \nu_1}{4} \mathcal{I}_1 V_{k-3} + \frac{5 - \nu_1}{4} \mathcal{I}_1 V_{k-2} + - \frac{1 + \nu_1}{2} \mathcal{I}_1 V_{k-1} + - \frac{\nu_1}{2} \mathcal{I}_1 V_k, \quad (4.23)$$

Интегралы $\mathcal{I}_1 - \mathcal{I}_{xx}$ взяты в элементарных функциях, так как квадратурные формулы не обеспечивают достаточной точности. Значения интегралов приведены в работе А.А. Бартоломея (1982). Чтобы определить напряжения в активной

зоне ленточных свайных фундаментов по формуле (4.22), необходимо вычислить значения интегралов $I_1 - I_{xx}$, компонент напряжения V и коэффициентов a , b . Эти вычисления трудоемки. Для практического пользования составлены таблицы значений сумм

$$\sum_{k=0}^3 ka_k V_k + \sum_{m=0}^1 b_{m+1} V_{m+4} = \alpha_n \quad (4.24)$$

в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента $\beta = d_0/l$, коэффициента бокового расширения грунта ν , приведенной глубины расположения рассматриваемой точки z/l , приведенного расстояния от рассматриваемой точки до оси ленточного свайного фундамента, характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай.

Формула для оценки напряженного состояния в любой точке активной зоны ленточных свайных фундаментов приведена к виду

$$\sigma_{zx} = - \frac{P}{\pi l} \alpha_n, \quad (4.25)$$

где P — нагрузка на ленточный свайный фундамент, Н/см; l — длина свай, см; α_n — безразмерный коэффициент, принимаемый по таблицам. Значения α_n табулированы при $\nu = 0,2; 0,3; 0,35; 0,4; 0,5$; $d_0/l = \beta = 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4$; $z/l = 0,1; 0,2; 0,4; 0,8; 1; 1,1; 1,2; 1,3 \dots 3$; $x/l = 0; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 \dots 1$. Табулирование выполнено на ЭЦВМ М-220 и ЕС 1022.

В табл. 4.7 приведены некоторые значения α_n для определения вертикальных напряжений в любой точке активной зоны ленточных свайных фундаментов при $\nu = 0,35$ и равномерном распределении сил трения по боковой поверхности и равномерном распределении напряжений в плоскости острия свай.

Анализ таблиц показал, что в некоторых случаях растягивающие напряжения возникают на участке 0,8—0,9 длины сваи по оси ленточных свайных фундаментов и в межсвайном пространстве. По наружным граням свай, на различном расстоянии от оси и под ленточными свайными фундаментами возникают только сжимающие напряжения. Это еще раз подтверждает правомерность применения при определении напряжений и осадок свайных фундаментов результатов решения задач с учетом приложения нагрузки внутри массива. Под свайными фундаментами на глубине в интервале 1,01—1,1 длины свай происходит концентрация напряжений, ниже эпюры напряжений принимают более равномерный характер. С увеличением глубины и расстояния от оси фундамента наблюдается уменьшение напряжений. Зная коэффициенты α_n , можно определить взаимное влияние рядов свай. Это особенно важно для крупнопанельных зданий при рас-

Т а б л и ц а 4.7. Значения коэффициентов α_n для определения напряжений в активной зоне на различном расстоянии от оси ленточных свайных фундаментов при $\nu = 0,35$

z/l	Значения α_n при x/l							
	0	0,025	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8
$\beta = 0,05$								
0,2	0,6443	0,6345	0,5178	0,3307	0,2147	0,1501	0,0872	0,0537
0,4	0,6414	0,6397	0,6153	0,5521	0,4774	0,405	0,2793	0,1826
0,8	0,2065	0,2406	0,5999	0,9572	0,9884	0,8949	0,6552	0,4559
1,01	13,7907	8,0834	1,9473	1,5013	1,2419	1,0487	0,759	0,5475
1,05	8,0206	6,5857	2,3056	1,5591	1,0658	1,0658	0,7735	0,5618
1,1	5,1769	4,859	2,7469	1,6774	1,3103	1,0909	0,7914	0,5791
1,2	3,3168	3,2655	2,6846	1,8758	1,4213	1,1555	0,8296	0,6128
1,3	2,5773	2,5603	2,3365	1,8759	1,4884	1,2156	0,8692	0,6458
1,4	2,1593	2,1514	2,0422	1,7736	1,4872	1,240	0,9041	0,677
1,5	1,8817	1,8773	1,8151	1,6375	1,4419	1,2445	0,9286	0,7043
1,6	1,6797	1,677	1,6378	1,5263	1,3771	1,2199	0,9406	0,7258
1,7	1,5246	1,5222	1,4955	1,4173	1,3066	1,1821	0,9411	0,7408
1,8	1,3991	1,3978	1,3787	1,3213	1,2371	1,138	0,9325	0,7493
1,9	1,2959	1,2949	1,2806	1,2371	1,1716	1,0917	0,9172	0,7519
2,0	1,2087	1,2079	1,1969	1,163	1,1109	1,0458	0,8974	0,7495
2,1	1,1338	1,1332	1,1244	1,0974	1,0552	1,0015	0,8749	0,7432
2,2	1,0685	1,068	1,061	1,0389	1,0043	1,9595	0,8509	0,7338
2,3	1,011	1,0106	1,0048	1,9866	1,9577	1,9199	0,8263	0,7223
2,4	0,9599	0,9595	0,9547	0,9394	0,915	0,8828	0,8017	0,7092
2,5	0,914	0,9137	0,9096	0,8967	0,8758	0,8482	0,7775	0,695

z/l	Значения α_n при x/l							
	0	0,025	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8

 $\beta = 0,1$

0,2	0,5714	0,4626	0,4577	0,2908	0,1889	0,1349	0,0827	0,0533
0,4	0,5324	0,5311	0,5137	0,4691	0,4167	0,3645	0,2655	0,1802
0,8	0,0932	0,0573	0,3433	0,8079	0,9065	0,8462	0,6362	0,4495
1,01	9,506	8,6979	1,8597	1,4285	1,1884	1,0093	0,7382	0,5374
1,05	7,2177	6,6371	1,4175	1,5002	1,2165	1,0273	0,7522	0,5511
1,1	5,2092	4,965	2,8941	1,6489	1,2677	1,0547	0,7699	0,5676
1,2	3,4217	3,37	2,767	1,8891	1,4011	1,1288	0,8091	0,6005
1,3	2,6499	2,6319	2,394	1,8995	1,4853	1,2003	0,8519	0,6337
1,4	5,2009	2,2015	2,0847	1,7974	1,4927	1,2397	0,8909	0,666
1,5	1,9185	1,9139	1,8475	1,669	1,4511	1,244	0,9194	0,6949
1,6	1,7076	1,7048	1,663	1,5448	1,3874	1,2228	0,9349	0,7183
1,7	1,5458	1,5439	1,5157	1,4331	1,3167	1,1867	0,9391	0,7351
1,8	1,4166	1,4152	1,3951	1,3348	1,2466	1,1433	0,9314	0,7452
1,9	1,3102	1,3092	1,2942	1,2487	1,1803	1,0973	0,9174	0,7492
2,0	1,2206	1,2198	1,2083	1,173	1,1188	1,0513	0,8986	0,7479
2,1	1,1439	1,1432	1,1342	1,1061	1,0623	1,0068	0,8767	0,7424
2,2	1,0772	1,0767	1,0693	1,0465	1,0107	0,9645	0,8531	0,7337
2,3	1,0185	1,0181	1,0121	0,9933	0,9635	0,9246	0,8287	0,7226
2,4	0,9664	0,9661	0,9611	0,9453	0,9202	0,8872	0,8042	0,7099
2,5	0,9198	0,9195	0,9153	0,902	0,8806	0,8522	0,7800	0,696

 $\beta = 0,2$

0,2	0,4673	0,4599	0,3718	0,2337	0,1526	0,1123	0,0756	0,0525
0,4	0,3805	0,3798	0,3711	0,3504	0,3278	0,3038	0,2439	0,1763
0,8	0,388	0,3616	0,0198	0,5466	0,7677	0,7683	0,6075	0,44
1,01	6,7056	6,0955	3,5721	1,3261	1,1113	0,9523	0,7080	0,523
1,05	5,6594	4,5258	3,4944	1,4478	1,1471	0,9721	0,7215	0,5356

1,1	4,7391	4,6442	3,3313	1,6805	1,217	1,0047	0,7391	0,5512
1,2	3,5337	3,3938	2,8786	1,9531	1,3917	1,097	0,7807	0,583
1,3	2,7056	2,6886	2,4581	1,9457	1,4943	1,1859	0,8287	0,6167
1,4	2,2608	2,2523	1,1331	1,8328	1,5071	1,2364	0,874	0,6508
1,5	1,96	1,9551	1,8859	1,6979	1,4666	1,2466	0,9083	0,6823
1,6	1,7409	1,7379	1,694	1,5691	1,4024	1,2355	0,9283	0,7084
1,7	1,5728	1,5708	1,541	1,4537	1,3308	1,194	0,9349	0,7277
1,8	1,4387	1,4373	1,416	1,3525	1,2596	1,1512	0,9306	0,74
1,9	1,3296	1,1327	1,3118	1,2639	1,1921	1,1052	0,9183	0,7457
2,0	1,2362	1,2354	1,2233	1,1862	1,1294	1,0590	0,9005	0,7459
2,1	1,1572	1,1565	1,147	1,1176	1,0719	1,0141	0,8793	0,7415
2,2	1,0887	1,0881	1,0805	1,0507	1,0194	0,9713	0,8561	0,7337
2,3	1,0285	1,0281	1,0218	1,0023	0,9713	0,931	0,832	0,7223
2,4	0,9752	0,9749	0,9697	0,9534	0,9274	0,8932	0,8076	0,711
2,5	0,9276	0,9273	0,9229	0,9092	0,8871	0,8578	0,7834	0,6974

$\beta = 0,3$

0,2	0,3848	0,3785	0,3037	0,1881	0,1229	0,0932	0,069	0,0515
0,4	0,2655	0,2653	0,2618	0,2562	0,2511	0,2511	0,2237	0,172
0,8	0,4508	0,4769	0,2643	0,2733	0,6171	0,6907	0,5818	0,432
1,01	5,4922	4,9691	4,4143	1,2576	1,0491	0,9057	0,6834	0,5112
1,05	4,7306	4,6464	4,0314	1,5602	1,0995	0,9287	0,6966	0,5232
1,1	4,1927	4,1509	3,5481	1,8888	1,2026	0,9693	0,7145	0,538
1,2	3,3052	3,2795	2,9152	2,0647	1,4207	1,0845	0,7595	0,5693
1,3	2,6873	2,6734	2,4775	1,9958	1,5529	1,1877	0,8133	0,6039
1,4	2,2703	2,2625	2,1518	1,8608	1,5178	1,2429	0,8642	0,6399
1,5	1,9758	1,9712	1,9038	1,7175	1,482	1,2539	0,9027	0,6736
1,6	1,1757	1,7541	1,7103	1,5847	1,4149	1,2357	0,9257	0,7019
1,7	1,5876	1,5855	1,5555	1,467	1,3414	1,2008	0,9342	0,7231
1,8	1,4518	1,4503	1,4287	1,3639	1,2689	1,1576	0,9311	0,7369
1,9	1,34	1,3389	1,3228	1,2739	1,2004	1,1113	0,9197	0,7439
2,0	1,2462	1,2453	1,2329	1,195	1,1369	1,0647	0,9025	0,7449

стоянии между рядами 2,6—3,2 м, так как в этом случае взаимное влияние фундаментов будет значительным.

При расчете осадок ленточных свайных фундаментов основное значение имеют вертикальные напряжения. Однако для оценки напряженного состояния активной зоны, решения смешанной задачи теории упругости и пластичности необходимо знать распределение горизонтальных и касательных напряжений во всей активной зоне свайных фундаментов.

При решении задачи для определения горизонтальных напряжений использована формула Е. Мелана для компоненты напряжений для ряда сосредоточенных сил P , приложенных внутри массива на глубине h :

$$\sigma_x = -\frac{P}{\pi} \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} \left[-\frac{(z-h)x^2}{r_1^4} - \frac{(z+h)(x^2 + 2h^2) - 2hx^2}{r_2^4} + \frac{8hz(z+h)x^2}{r_2^6} \right] + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[-\frac{(z-h)}{r_1^2} + \frac{z+3h}{r_2^2} + \frac{4zx^2}{r_2^4} \right] \right\}, \quad (4.26)$$

где ν — коэффициент Пуассона;

$$r_1 = \sqrt{(z-h)^2 + x^2}; \quad r_2 = \sqrt{(z+h)^2 + x^2}.$$

Для определения горизонтальных напряжений в активной зоне необходимо выражение (4.26) с учетом (3.1) проинтегрировать по h в пределах от 0 до l и по x в пределах от $-\beta/2$ до $+\beta/2$ при $h = l$ и различных значениях z и x .

В общем виде формула для определения горизонтальных напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов имеет вид

$$\begin{aligned} \sigma_{xz} = & -\frac{P}{\pi l} \left\{ \int_0^1 (a_1 + 2a_2h + 3a_3h^2) \left\{ -\frac{1 + \nu_1}{2} \left[-\frac{(z-h)x^2}{r_1^4} + \frac{(z+h)(x^2 + 2h^2) - 2hx^2}{r_2^4} + \frac{8hz(z+h)x^2}{r_2^6} \right] + \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[-\frac{z-h}{r_1^2} + \frac{z+3h}{r_2^2} + \frac{4zx}{r_2^4} \right] \right\} dh + \right. \\ & \left. + \int_{-\beta/2}^{\beta/2} \left(-\frac{b_1}{\beta} + \frac{\xi^2}{\beta^3} \right) \left\{ -\frac{1 + \nu_1}{2} \left[-\frac{(z-1)(x-\xi)^2}{[(z-1)^2 + (x-\xi)^2]^2} - \right. \right. \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{(z+1) [(x-\xi)^2 - 2] - 2(x-\xi)^2}{[(z+1)^2 + (x-\xi)^2]^2} + \frac{8z(z+1)(x-\xi)^2}{[(z+1)^2 + (x-\xi)^2]^3} + \\
& + \frac{1-\nu_1}{4} \left[\frac{z-1}{[(z-1)^2 + (x-\xi)^2]^2} + \frac{z+3}{(z+1)^2 + (x-\xi)^2} + \right. \\
& \left. + \frac{4z(x-\xi)^2}{[(z+1)^2 + (x-\xi)^2]^2} \right] d\xi. \quad (4.27)
\end{aligned}$$

После ряда преобразований и интегрирования формула (4.27) приведена к виду

$$\mathfrak{Z}_x = \frac{P}{\pi l} \left[\sum_{k=1}^3 k a_k V_k^r + \sum_{m=0}^1 b_{m+1} V_{m+4}^r \right], \quad (4.28)$$

где

$$V_k^r = - \frac{1-\nu_1}{4} (\mathfrak{J}_{4k-3} + \mathfrak{J}_{4k-2}) + \frac{1+\nu_1}{2} \mathfrak{J}_{k-2} + (1-\nu_1) \mathfrak{J}_{4k}.$$

Значения интегралов приведены в работе А.А. Бартоломья (1982).

Для практического пользования с помощью ЭВМ составлены таблицы значений сумм

$$\sum_{k=1}^3 k a_k V_k^r + \sum_{m=0}^1 b_{m+1} V_{m+4}^r = \bar{\mathfrak{Z}}_{xz} \quad (4.29)$$

в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента $\beta = d_0/l$, коэффициента бокового расширения грунта ν , приведенной глубины расположения рассматриваемой точки z/l , приведенного расстояния от рассматриваемой точки до оси фундамента, вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия.

Формула для определения горизонтальных напряжений в активной зоне свайных фундаментов приведена к виду

$$\sigma_{xz} = \frac{P}{\pi l} \bar{\sigma}_{xz}, \quad (4.30)$$

где P — нагрузка на ленточный свайный фундамент, Н/см; l — длина свай, см; $\bar{\mathfrak{Z}}_{xz}$ — безразмерный коэффициент, принимаемый по таблицам.

Значения $\bar{\mathfrak{Z}}_{xz}$ получены для различных расчетных схем при $\mathfrak{Z} = 0,2; 0,3; 0,35; 0,4; 0,5$; $d/l = 0,05; 0,1; 0,15; 0,2; 0,3; 0,35; 0,4$; $z/l = 0,1; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,05; 1,1; 1,2 \dots 3$; $x/l = 0,0025; 0,1; 0,1; 0,3 \dots 1$.

Некоторые значения $\bar{\mathfrak{Z}}_{xz}$ для определения горизонтальных напряжений в активной зоне ленточных свайных фун-

Т а б л и ц а 4.8. Значения коэффициентов $\bar{\sigma}_x$ для определения горизонтальных напряжений в активной зоне при $\nu = 0,35$

z/l	Значения $\bar{\sigma}_x$ при x/l								
	0,0025	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\beta = 0,05$									
0,2	0,2958	0,2186	0,2057	0,1604	0,1109	0,0704	0,0409	0,0205	0,0071
0,4	0,2438	0,1446	0,1445	0,1411	0,1364	0,1324	0,1296	0,1269	0,1238
0,6	0,2214	0,0999	0,6755	0,6327	0,0863	0,1193	0,1496	0,1721	0,1862
0,8	0,1559	0,0344	0,1062	0,0152	0,0843	0,1564	0,2035	0,2325	0,2489
1,05	0,574	0,8969	0,5787	0,4616	0,4036	0,3727	0,3552	0,3439	0,3351
1,1	0,1695	0,0209	0,0105	0,6556	0,4982	0,4253	0,3874	0,3651	0,3501
1,2	0,228	0,6365	0,7048	0,5889	0,4973	0,4387	0,4019	0,3778	0,3607
1,3	0,1884	0,0287	0,2857	0,3849	0,4021	0,3933	0,3793	0,3659	0,3543
1,4	0,1435	0,0591	0,1012	0,2247	0,2921	0,3225	0,3337	0,3359	0,3338
1,5	0,1136	0,0709	0,0208	0,1273	0,2029	0,2517	0,2804	0,2962	0,3041
1,6	0,0927	0,0675	0,0044	0,0712	0,1394	0,1921	0,2294	0,2543	0,2703
1,7	0,0773	0,0609	0,0178	0,0389	0,096	0,1458	0,1852	0,2148	0,2361
1,8	0,0655	0,0542	0,0232	0,0198	0,0666	0,1108	0,149	0,18	0,2041
1,9	0,0563	0,481	0,025	0,0084	0,0465	0,0849	0,12	0,1504	0,1755
2,0	0,0489	0,0427	0,0249	0,0014	0,0327	0,0655	0,0971	0,1257	0,1505
2,1	0,0428	0,0379	0,0240	0,0029	0,023	0,051	0,079	0,1035	0,1291
2,2	0,0378	0,0339	0,0227	0,0055	0,0161	0,04	0,0647	0,0887	0,1109
2,3	0,0336	0,0305	0,0213	0,0069	0,0112	0,0317	0,0534	0,0749	0,0956
2,4	0,03	0,0274	0,0198	0,0078	0,0076	0,0253	0,0444	0,0637	0,0826
2,5	0,0269	0,0248	0,0184	0,0082	0,0049	0,0203	0,0371	0,0544	0,0717

$$\beta = 0,2$$

0,2	0,0504	0,0605	0,0514	0,0186	0,0154	0,0405	0,0555	0,0624	0,0639
0,4	0,0699	0,0665	0,0572	0,0453	0,0369	0,0352	0,0369	0,0457	0,0529
0,6	0,0932	0,0649	0,0134	0,1137	0,0014	0,0345	0,0711	0,0102	0,1258
0,8	0,0867	0,0369	0,1579	0,0886	0,0244	0,1095	0,1645	0,1982	0,2182
1,05	0,6918	0,9908	0,9869	0,7463	0,5924	0,4941	0,4321	0,3919	0,3645
1,1	0,0543	0,0457	0,0266	0,1339	0,8485	0,6252	0,5082	0,4404	0,3977
1,2	0,8828	0,0138	0,0161	0,0115	0,837	0,6516	0,5398	0,4693	0,4223
1,3	0,0724	0,1981	0,5806	0,6861	0,6429	0,5711	0,5076	0,458	0,4206
1,4	0,1325	0,0158	0,2109	0,3745	0,4425	0,4531	0,4394	0,4186	0,3976
1,5	0,1229	0,0641	0,0697	0,2022	0,2929	0,4314	0,3613	0,3651	0,3609
1,6	0,1065	0,0727	0,0111	0,1089	0,1926	0,2519	0,2887	0,3089	0,3183
1,7	0,0915	0,0703	0,0144	0,0573	0,1271	0,1849	0,2277	0,2569	0,2755
1,8	0,0791	0,0646	0,0256	0,0278	0,0846	0,1363	0,1789	0,2117	0,2556
1,9	0,0688	0,0585	0,03	0,0107	0,0564	0,1012	0,1409	0,174	0,2002
2,0	0,0602	0,0526	0,0311	0,0005	0,0376	0,0757	0,1116	0,1432	0,1697
2,1	0,0531	0,0473	0,0306	0,0055	0,0248	0,0572	0,0889	0,1181	0,1439
2,2	0,0472	0,0426	0,0293	0,0091	0,0159	0,0435	0,0714	0,098	0,1213
2,3	0,0421	0,0384	0,0277	0,0111	0,0098	0,0333	0,0577	0,0817	0,1043
2,4	0,0377	0,0347	0,0259	0,0122	0,0054	0,0256	0,0469	0,0685	0,0893
2,5	0,0340	0,0315	0,0242	0,0126	0,0023	0,0197	0,0385	0,0578	0,0767

$$\beta = 0,3$$

0,2	0,0242	0,0151	0,0221	0,0487	0,0755	0,0935	0,0019	0,1028	0,0989
0,4	0,03	0,0262	0,0153	0,0014	0,0084	0,01	0,0041	0,0062	0,0178
0,6	0,0638	0,0404	0,0081	0,0397	0,0353	0,0056	0,032	0,0667	0,0944
0,8	0,0065	0,0424	0,1415	0,1135	0,0134	0,0791	0,1398	0,1774	0,2
1,05	0,9696	0,9794	0,1192	0,8842	0,6857	0,5538	0,469	0,4143	0,3774
1,1	0,0653	0,0517	0,0393	0,0182	0,0106	0,7353	0,571	0,4778	0,4220
1,2	0,0162	0,0154	0,0191	0,0145	0,0102	0,7627	0,6097	0,5143	0,4518
1,3	0,1132	0,2806	0,6358	0,7912	0,7472	0,6536	0,5682	0,5016	0,4516
1,4	0,0781	0,0215	0,2396	0,4193	0,4984	0,5073	0,4858	0,4558	0,4264
1,5	0,1049	0,0487	0,0852	0,2252	0,3242	0,3761	0,3947	0,3947	0,3858
1,6	0,1012	0,0672	0,0187	0,1215	0,2109	0,2741	0,3122	0,3316	0,3388
1,7	0,0913	0,0694	0,0114	0,0639	0,1381	0,1993	0,2441	0,2738	0,2918
1,8	0,0809	0,0659	0,0251	0,0311	0,091	0,1457	0,1904	0,2243	0,2484
1,9	0,0716	0,0608	0,0309	0,0119	0,0601	0,1072	0,1489	0,1833	0,2102
2,0	0,0634	0,0554	0,0328	0,0004	0,0395	0,7956	0,1171	0,15	0,1774

даментов приведены в табл. 4.8. На рис. 4.8 приведены эпюры вертикальных и горизонтальных напряжений во всей активной зоне ленточных свайных фундаментов от единичной нагрузки.

При решении задачи для определения касательных напряжений использована формула

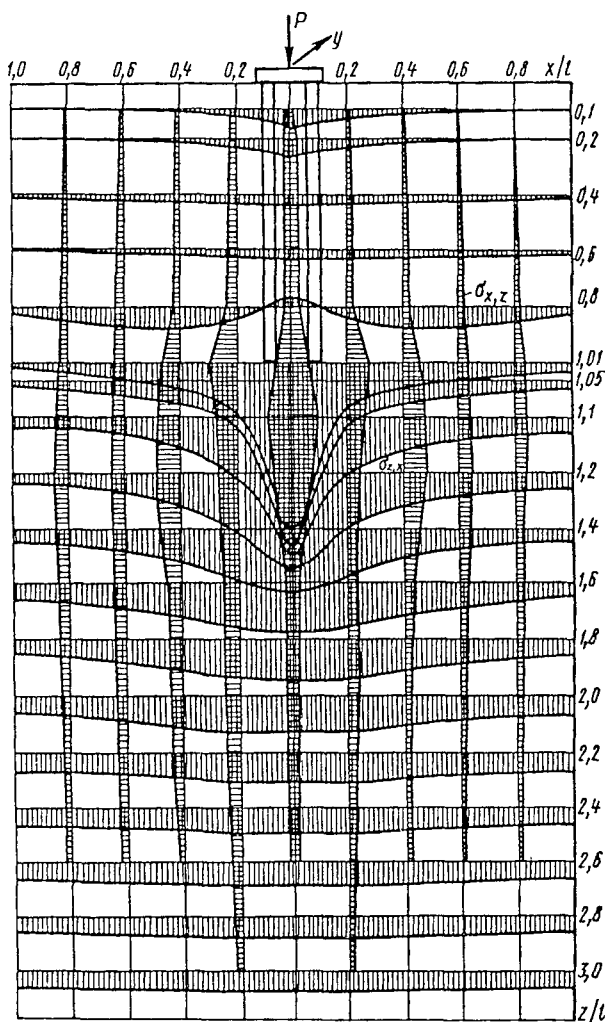
$$\tau_{xz} = -\frac{P}{\pi} \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} \left[\frac{(z-h)^2}{r_1^4} + \frac{z^2 - 2hz - h^2}{r_2^4} + \frac{8zh(z+h)^2}{r_2^6} \right] + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} + \frac{4z(h+z)}{r_2^4} \right] \right\}. \quad (4.31)$$

Для определения касательных напряжений в активной зоне необходимо выражение (4.31) с учетом (3.1) проинтегрировать по h в пределах от 0 до l и по x в пределах от $-\beta/2$ до $+\beta/2$ при $h = l$ и различных значениях x и z .

В общем виде формула для определения касательных напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов имеет вид

$$\begin{aligned} \tau_{zx} = & -\frac{P}{\pi l} \left\{ \int_0^l (a_1 + 2a_2h + 3a_3h^2) \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} \left[\frac{(z-h)^2}{r_1^4} + \frac{z^2 - 2hz - h^2}{r_2^4} + \right. \right. \right. \\ & \left. \left. \left. + \frac{8zh(z+h)^2}{r_2^6} \right] + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} + \frac{4z(z+h)}{r_2^4} \right] \right\} dh + \right. \\ & \left. + \int_{-\beta/2}^{\beta/2} (x - \xi) \left(-\frac{b_1}{\beta} + \frac{12b_2}{\beta^3} \xi^2 \right) \left\{ \frac{1 + \nu_1}{2} \left[\frac{(z-h)^2}{(z-h)^2 + (x-\xi)^2} + \right. \right. \right. \\ & \left. \left. \left. + \frac{z^2 - 2hz - h^2}{[(z+h)^2 + (x-\xi)^2]^2} + \frac{8zh(z+h)^2}{[(z+h)^2 + (x-\xi)^2]^3} \right] + \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{1 - \nu_1}{4} \left[\frac{1}{(z-h)^2 + (x-\xi)^2} - \frac{1}{(z+h)^2 + (x-\xi)^2} + \right. \right. \right. \\ & \left. \left. \left. + \frac{4z(z+h)}{[(z+h)^2 + (x-\xi)^2]^2} \right] \right\} d\xi \right\}. \quad (4.32) \end{aligned}$$

Рис. 4.8. Эпюры вертикальных и горизонтальных напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов от единичной нагрузки



После интегрирования и ряда преобразований формула (4.32) приведена к виду

$$\tau_{x,z} = \frac{P}{\pi l} \left[\sum_{k=1}^3 k a_k V_k^{\tau} + \sum_{m=0}^1 b_{m+1} V_{m+4}^{\tau} \right]. \quad (4.33)$$

Для практического пользования составлены программа и с помощью ЭЦВМ таблицы значений сумм

$$\sum_{k=1}^3 k a_k V_k^{\tau} + \sum_{m=0}^1 b_{m+1} V = \bar{\tau}_{xz} \quad (4.34)$$

в зависимости от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, приведенной ширины свайного фундамента, глубины расположения рассматриваемой точки и расстояния от рассматриваемой точки до оси фундамента, коэффициента бокового расширения грунта. Значения $\bar{\tau}_{xz}$ табулированы для тех же параметров, что и значения α_n и $\bar{\alpha}_{xz}$.

Формула (4.24) для определения касательных напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов приведена к виду

$$\tau_{xz} = \frac{P}{\pi l} \bar{\tau}_{xz}, \quad (4.35)$$

где P — нагрузка на фундамент, Н/см; l — длина свай, см; $\bar{\tau}_{xz}$ — безразмерный коэффициент, принимаемый по таблицам в зависимости от перечисленных выше параметров.

Формулы (4.20), (4.30) и (4.35) позволяют определять вертикальные, горизонтальные и касательные напряжения в любой точке активной зоны ленточных свайных фундаментов.

4.7. СРАВНЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ЗНАЧЕНИЙ НАПРЯЖЕНИЙ В АКТИВНОЙ ЗОНЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Точность того или иного метода определения напряжений в грунте под различными фундаментами можно установить лишь на основании сравнения расчетных напряжений с результатами замеренных напряжений в активной зоне. Методика и результаты исследования напряжений в активной зоне различных свайных фундаментов при проведении опытов в лабораторных и полевых условиях рассмотрены в гл. 1.

Сравним экспериментальные данные распределения напряжений под свайными фундаментами с расчетными.

На рис. 4.9 и 4.10 приведены экспериментальные и расчетные напряжения в различных сечениях активной зоны центрально и внецентренно нагруженных маломасштабных кустов из 9 и 16 свай при проведении опытов в лабораторных условиях в песке средней плотности. Эпюры напряжений построены при различных нагрузках и эксцентриситете приложения нагрузок. Эпюры экспериментальных напряжений (кривые 1) представляют собой средние значения четырех-пятикратных испытаний куста. Эпюры расчетных напряжений (кривые 2) вычислены по формуле (4.14) и по формуле СНиП (кривая 3).

Предложенный метод может быть использован для определения напряженного состояния активной зоны центрально и внецентренно нагруженного фундамента.

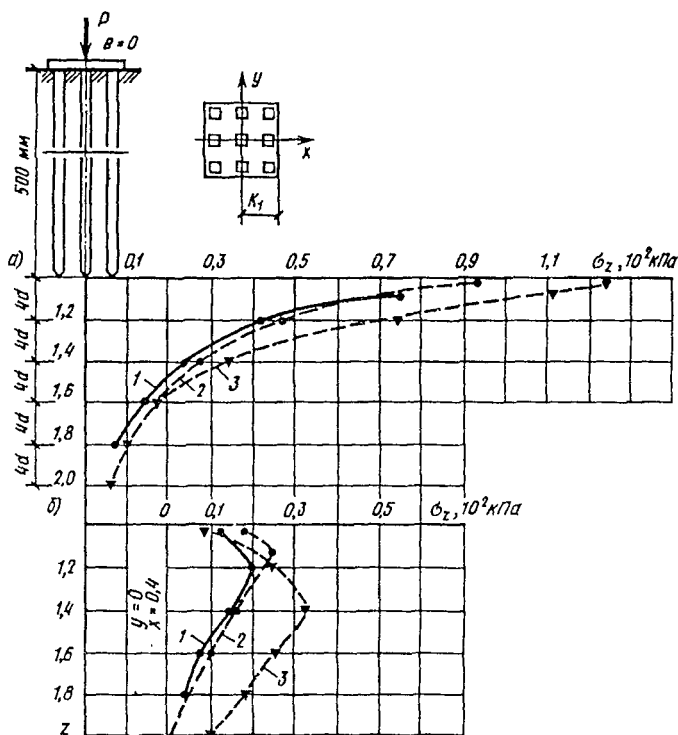


Рис. 4.9. Распределение напряжений по оси свайного фундамента (а) и на расстоянии $8d$ от оси куста (б) при нагрузке на куст $P = 12 \text{ кН}$
 1 — по результатам эксперимента; 2 — расчетные напряжения по формуле (4.14); 3 — расчетные напряжения по СНиП

Из приведенных данных видно, что определение напряжений с учетом глубины приложения нагрузки и передачи нагрузки грунту по боковой поверхности и в плоскости острия свай дает лучшую сходимость с экспериментальными напряжениями, чем при определении напряжений по таблицам СНиП.

На рис. 4.11 приведены сравнения расчетных и экспериментальных значений напряжений под крайними сваями внецентренно нагруженного куста из шести свай длиной 9 м при проведении опытов на площадке, сложенной мелкозернистыми песками средней плотности. Нагрузка на куст прикладывалась с эксцентриситетом $e = 0,25k_1$ (по оси ростверка). На рисунке приведены результаты исследования сжима-

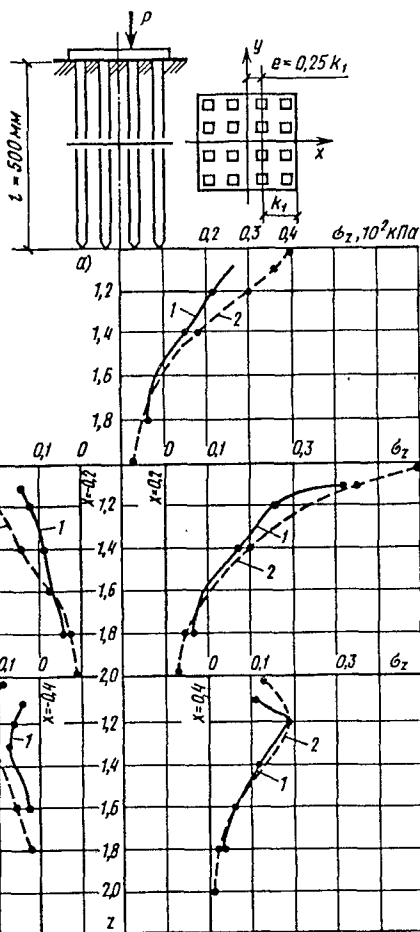


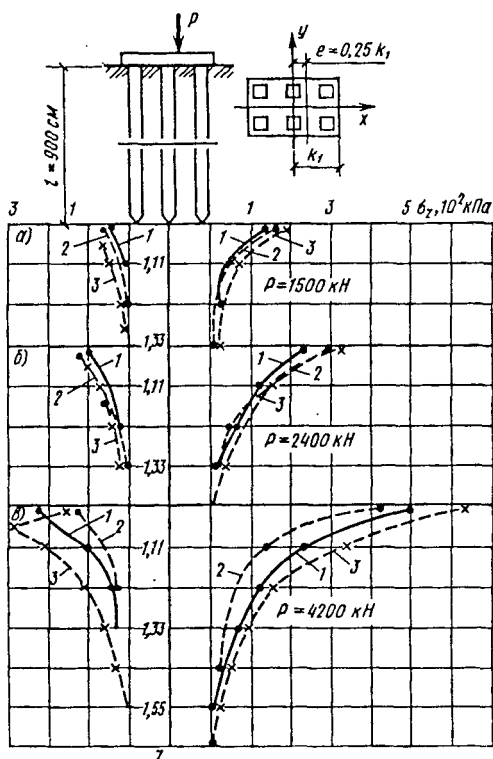
Рис. 4.10. Распределение напряжений в различных сечениях активной зоны внецентренно нагруженного куста свай при нагрузке $P = 10,8 \text{ кН}$, $x = 0$ (а), $x = 0,2$ (б) и $x = 0,4$ (в)
1 — по результатам эксперимента; 2 — расчетные напряжения по формуле (4.14)

ющих напряжений в активной зоне по мере возрастания внецентренно приложенной нагрузки на куст.

Анализ сравнения экспериментальных и расчетных эпюр напряжений, вычисленных по формуле (4.14), показал, что при первых ступенях нагружения, когда зависимость нагрузка—осадка линейна (рис. 4.11, а, б), расхождение этих эпюр находится в пределах 10—20%. С увеличением прикладываемой нагрузки происходит расхождение расчетных и экспериментальных напряжений, которое возрастает с увеличением нагрузки P . При достижении нагрузки более 45—50% предельно допустимой расчетные напряжения становятся меньше экспериментальных (рис. 4.11, в).

Рис. 4.11. Распределение напряжений в активной зоне внецентренно нагруженного куста из шести свай

1 — по результатам эксперимента; 2 и 3 — расчетные напряжения по формуле (4.14) и по инженерному методу



Аналогичный результат был получен при сравнении расчетных эпюр напряжений с результатами эксперимента, проведенного на кусте из восьми свай при расстоянии между ними $3d$ и длине 9 м . Куст был загружен центральной нагрузкой. Расчетные напряжения находили по формуле (4.14) при условии равенства нулю эксцентриситета приложения нагрузки, т.е. $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$. На рис. 4.12 приведено сравнение эпюр напряжений по результатам эксперимента (кривые 1) и расчетных напряжений по предлагаемому методу, т.е. с учетом приложения нагрузки внутри массива и передачи ее грунту по боковой поверхности и в плоскости острия свай (кривые 2), а также напряжений, вычисленных на основании таблиц СНиП (кривые 3), т.е. определяемых как для условного фундамента на естественном основании.

Из приведенных данных видно, что при определении напряжений без учета приложения нагрузки получают завышенные значения напряжений. При нагрузках, превышающих линейный участок зависимости нагрузка—осадка, экс-

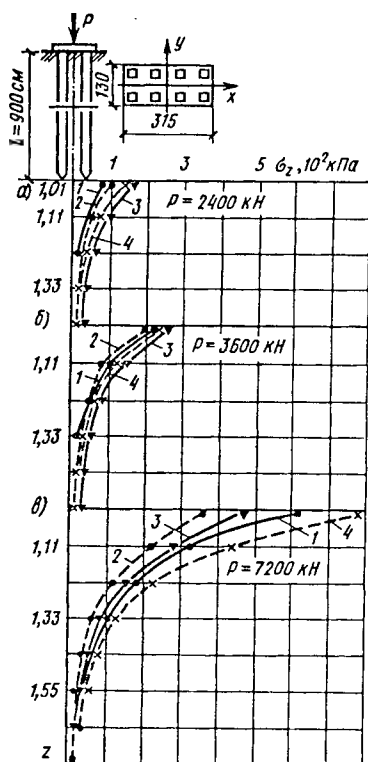


Рис. 4.12. Распределение напряжений в активной зоне куста из восьми свай 1 — по результатам эксперимента А.А.Бартоломея; 2, 3, 4 — расчетные напряжения по формуле (4.14), СНиП и по инженерному методу

периментальные кривые напряжений превосходят не только эпюры напряжений, вычисленные по предлагаемому методу, но и эпюры напряжений, вычисленные на основании СНиП. С ростом прикладываемой нагрузки это расхождение увеличивается.

Такое расхождение связано, во-первых, с принятием положения о работе грунта как линейно-деформируемой системы. На самом деле грунт является нелинейно-деформируемой средой. Во-вторых, в процессе нагружения фундамента происходит перераспределение доли боковой поверхности и острия свай в передаче нагрузки основанию, что также не учтено в предлагаемом методе. Поэтому возникает необходимость разработки метода расчета напряжений с учетом этих факторов.

Таким образом, предлагаемый метод с достаточной для практики точностью может быть использован для определения напряженного состояния активной зоны центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов при нагрузке, не превышающей 45—50% предельно допустимой,

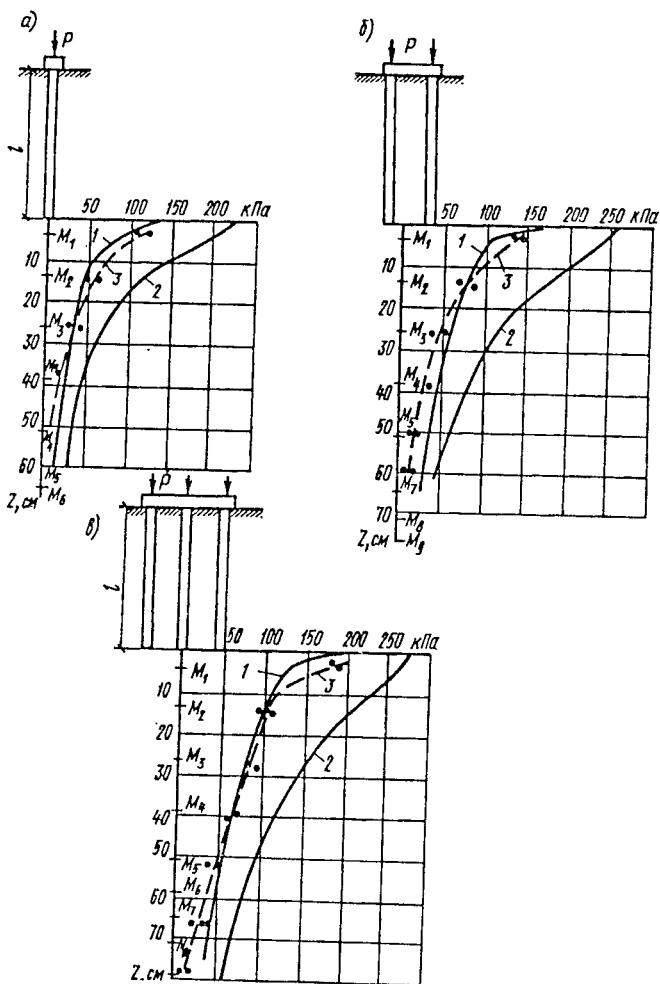


Рис. 4.13. Сравнение распределения напряжений в грунте под ленточными свайными фундаментами
 а — $P_{св} = 2400$ Н; $P_{п} = 266$ Н/см; $\beta = 0,046$; б — $P_{св} = 2400$ Н; $P_{п} = 553$ Н/см; $\beta = 0,184$; в — $P_{св} = 2400$ Н; $P_{п} = 800$ Н/см; $\beta = 0,32$; 1, 2, 3 — расчетные напряжения, определенные по формуле (4.20), без учета глубины приложения нагрузки и экспериментальным путем (M_{1-9} — мессдозы)

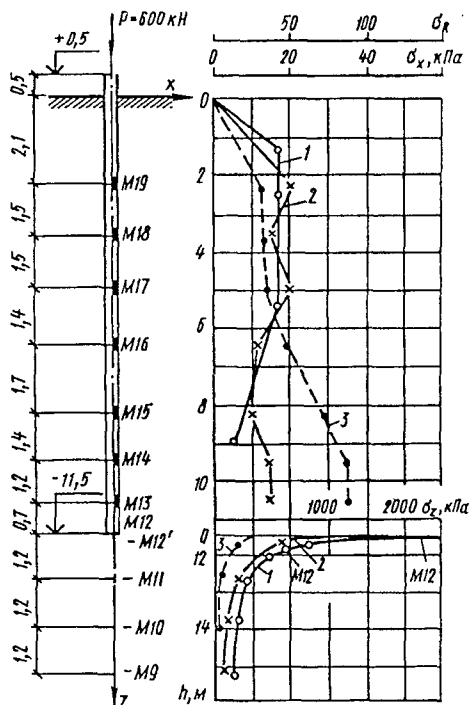


Рис. 4.14. Результаты сравнения расчетных и экспериментальных напряжений по боковой поверхности свай и в активной зоне при работе свай в составе одно-рядного свайного фундамента

1 — расчетные напряжения; 2 — дополнительные горизонтальные и вертикальные напряжения при нагрузке на сваю 600 кН; 3 — радиальные и вертикальные напряжения после забивки свай

при условии, что расстояние между сваями находится в пределах до $4d$ и ростверк опирается на грунт, для площадок, сложенных песками средней плотности, глинами и суглинками от твердой, тугопластичной до текучепластичной консистенции.

Сравнения показали, что предлагаемый метод расчета напряжений в активной зоне свайных фундаментов, основанный на решении Р. Миндлина, в пределах линейной зависимости нагрузка—осадка дает лучшую сходимость с экспериментальными напряжениями, чем метод расчета напряжений как для условного фундамента на естественном основании.

На рис. 4.13 приведены значения экспериментальных и расчетных напряжений по оси ленточных свайных фундаментов (маломасштабных) с расположением свай в один (рис. 4.13, а), два (рис. 4.13, б) и три ряда (рис. 4.13, в) при проведении опытов в плотных песках. Эпюры построены при нагрузке на сваю 2400 Н. Расчетные напряжения определены по формуле (4.20), т.е. с учетом приложения нагрузки внутри массива и передачи ее грунту по боковой поверхности и в плоскости острия свай (кривая 1). Для сравнения приведены

расчетные напряжения, определенные как для условного фундамента на естественном основании (кривая 2). Эпюры экспериментальных напряжений (кривые 3) представляют собой средние значения трехкратных испытаний каждого фундамента.

Как видим, при определении напряжений без учета глубины приложения нагрузки получаются завышенные значения напряжений, а на основании рассмотренного выше решения экспериментальные данные имеют незначительные расхождения с расчетными. Причем во всех опытах было замечено, что в верхней части активной зоны экспериментальные данные несколько выше расчетных, а в нижней части, наоборот, меньше.

На рис. 4.14 приведены результаты сравнения расчетных и экспериментальных напряжений для однорядного свайного фундамента из свай сечением 30х30 см, длиной 12 м. Для замера контактных напряжений мессдозы были вмонтированы в сваю по боковой поверхности и в плоскости острия. В активной зоне мессдозы устанавливали ниже плоскости острия на 10, 126, 240, 360 см, т.е. на глубине $z/l = 1,01; 1,1; 1,2; 1,3$. Расчетные и экспериментальные напряжения даны для случая, когда нагрузка на сваю составляла 600 кН. Контактные напряжения в плоскости острия сваи составили 2900 кПа, а рядом со свайей на глубине 10 см от плоскости острия — 760 кПа, расчетные напряжения на этой глубине составили 1000 кПа.

Как видим, расчетные и экспериментальные напряжения как по боковой поверхности, так и в активной зоне (кроме участка вблизи острия свай) имеют незначительные расхождения. На участке $(0,9-1)l$ расчетные формулы не применимы для оценки напряженного состояния. На всех остальных участках по боковой поверхности и в активной зоне расхождения между расчетными и экспериментальными напряжениями составляют в среднем 10—20%.

Приведенные результаты показывают, что разработанные методы позволяют с достаточной для практики точностью определять напряжения в активной зоне центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов.

Глава 5. Метод определения изменения несущей способности свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах

5.1. РЕШЕНИЕ ОСЕСИММЕТРИЧНОЙ ЗАДАЧИ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ

При погружении свай в водонасыщенный глинистый грунт происходит его вытеснение в стороны под действием кратковременных, но значительных усилий, достаточных для уплотнения. Грунт уплотняется за очень малый отрезок времени, и поровая вода не успевает отфильтроваться, так как коэффициент фильтрации у глинистого грунта мал, и это приводит к объемному сжатию грунта, а следовательно, к появлению дополнительного давления поровой жидкости. Дополнительное давление поровой жидкости противоположно эффективному давлению, создающему силы трения по боковой поверхности свай. Силы трения по боковой поверхности свай оказываются уменьшенными до тех пор, пока не закончится рассасывание дополнительного давления.

Появление дополнительного давления в поровой жидкости приводит к разности в напорах поровой жидкости на границе свайного фундамента и на некотором расстоянии от нее. Разность в напорах поровой жидкости приводит к фильтрации поровой жидкости из грунта с большим напором к грунту с гидростатическим напором. С течением времени происходит релаксация напряжений, дополнительное давление в поровой жидкости рассеивается до гидростатического, давление в скелете грунта (эффективное давление) возрастает до стабилизированного значения, а силы трения по боковой поверхности свай достигают максимального значения, а следовательно, увеличивается несущая способность свайного фундамента. Закономерность изменения порового давления вокруг свайного фундамента можно получить на основе обобщенной теории фильтрационной консолидации, предложенной Н.А. Цытовичем и А.В. Флориным.

Размеры свайного фундамента в плане намного меньше длины свай, а распределение напряжений и деформаций в поперечном сечении одинаково по всей длине, поэтому для расчета изменения дополнительного давления поровой жидкости и изменения сил трения по боковой поверхности свай фундамента и на различном расстоянии от нее используем

решение осесимметричной задачи фильтрационной консолидации. Радиус фундамента выберем из условия равенства площадей боковой поверхности прямоугольного и условного кругового фундаментов:

$$r_0 = \frac{2(a+b)}{\pi}, \quad (5.1)$$

где a, b — размеры фундамента в плане; r_0 — радиус кругового фундамента.

Зона влияния фундамента радиусом r_0 (появление дополнительного давления в поровой жидкости) ограничена величиной R (рис. 5.1).

Решение пространственной задачи теории фильтрационной консолидации выполнено с учетом закономерностей передачи нагрузки через боковую поверхность фундамента и в плоскости острия, размеров свайного фундамента, коэффициента бокового расширения грунта, сжимаемости поровой жидкости и структурной прочности грунта при сжатии. Для пространственной задачи дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации с учетом сжимаемости поровой жидкости и структурности грунта можно записать в виде

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3\gamma_b} \frac{d\theta}{dt} + \frac{k_\phi k_w (1 + 2\xi_0) E \delta'_0}{3\gamma_b \beta} \nabla^2 H, \quad (5.2)$$

где H — действующий в рассматриваемом сечении напор воды: $H = \frac{P_w}{\gamma_w}$ или $H = \frac{P - P_z}{\gamma_w}$; P_w — поровое давление, равное $P - P_z$; P — полное давление в грунтовой массе, определяемое с учетом глубины приложения нагрузки; P_z — давление в скелете грунта; γ_b — объемная масса газосодержащей жидкости; t — время; θ — сумма главных напряжений в рассматриваемой точке; δ'_0 — коэффициент начального порового давления, равный P_w^0/P (P_w^0 — величина порового давления в начальный момент загрузки при $t = 0$; Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий и др.); для грунтов, обладающих структурной

прочностью, $\delta'_0 = \frac{P - P_{\text{стр}}}{P}$; $P_{\text{стр}}$ — структурная прочность грунта при сжатии; k_ϕ — коэффициент фильтрации; $\beta = \frac{\nu}{1 - \nu}$ — коэффициент бокового давления грунта; $\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$ — оператор Лапласа; x, y, z — координаты рассматриваемой точки; k_w — коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости.

Принимая отношение между модулем деформации и коэффициентом относительной сжимаемости $a_0 = \beta/E$ (где $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$), можно коэффициент k_w найти по аналогии с коэффициентом B .

Относительная деформация скелета грунта

$$e_{\text{ск}} = \frac{\beta}{E} (P - P_w), \quad (5.3)$$

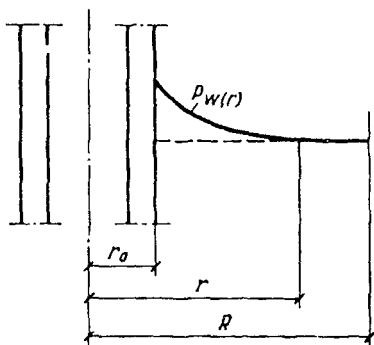


Рис. 5.1. Расчетная схема определения порового давления на различных расстояниях от свайного фундамента

Относительная деформация поровой воды при водонасыщенном грунте

$$e_w = \frac{1}{E_w} P_w n, \quad (5.4)$$

где n — пористость грунта; P_w — поровое давление; для грунтов, обладающих структурной прочностью, $P_w = \delta'_c P$ или $P_w = P - P_{\text{стр}}$; E_w — модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости, определяемый по формуле, предложенной З.Г. Тер-Мартirosяном,

$$E_w = \frac{P_a}{1 - I_B}, \quad (5.5)$$

P_a — атмосферное давление; I_B — коэффициент водонасыщенности грунта.

Принимая для начального момента $e_{\text{ск}} = e_w$, получим

$$\frac{\beta}{E}(P - P_w) = \frac{P_w n}{E_w}, \quad (5.6)$$

откуда

$$P_w = \frac{\beta P}{\beta + \frac{En}{E_w}}, \quad (5.7)$$

Обозначим $\frac{\beta}{\beta + \frac{En}{E_w}} = k_w$, тогда равенство (5.4) примет вид

$$e_w = \frac{P_n k_w}{E_w}. \quad (5.8)$$

При постоянном значении суммы главных напряжений в рассматриваемой точке уравнение фильтрационной консолидации для пространственной задачи можно представить в виде

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c'_v \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \right), \quad (5.9)$$

где c'_v — коэффициент консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей жидкости и структурной прочности грунта при сжатии

$$c'_v = \frac{k_\phi \delta_0 E (1 + 2\xi_0)}{3 \gamma_B \left(\beta + \frac{En}{E_w} \right)}. \quad (5.10)$$

С достаточной для практики точностью можно считать, что c'_v линейно зависит от z и $\frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} = 0$.

После замены $x = r \cos \varphi$ и $y = r \sin \varphi$ уравнение (5.9) запишется в виде

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c'_v \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p_w}{\partial r} \right), \quad (5.11)$$

так как p_w не зависит от φ .

Отжатие поровой воды происходит при $r = R$, а если свайный фундамент считаем водонепроницаемым, то имеем граничные условия

$$\left. \begin{aligned} p_w|_{r=R} &= 0; \\ \frac{\partial p_w}{\partial r}|_{r=r_c} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.12)$$

Сразу после забивки свай дополнительное поровое давление принимает наибольшее значение на границе фундамента, а при $r = R$ обращается в нуль. Приняв это наибольшее значение за единицу, получим начальные условия:

при линейном законе изменения давления

$$p_w|_{t=0} = f(r) = \frac{R-r}{R-r_c}; \quad (5.13)$$

при параболическом законе

$$f(r) = \frac{(R-r)^2}{(R-r_c)^2}. \quad (5.14)$$

Решаем уравнение (5.11) с краевыми условиями (5.12) и (5.13) методом разделения переменных. Ищем решение этого уравнения в виде

$$P_w(r, t) = \rho(r)T(t). \quad (5.15)$$

Подставив это выражение в уравнение (5.11) и разделив на ρT , получим

$$-\frac{T'}{T} = c_v' \left(-\frac{\rho''}{\rho} + \frac{\rho'}{r\rho} \right). \quad (5.16)$$

Так как левая часть равенства зависит только от t , а правая только от r , то это равенство возможно лишь тогда, когда обе части равны одному и тому же постоянному числу. Из физических условий задачи следует, что это число не может быть положительным. Обозначив его $c_v'n^2$, получим из (5.15)

$$\frac{T'}{T} = -c_v'n^2; \quad (5.17)$$

$$\rho'' + \frac{\rho}{r} + n^2 \rho = 0. \quad (5.18)$$

Решением уравнения (5.13) будет

$$T = Ae^{-c_v'n^2 t}. \quad (5.19)$$

Уравнение (5.18) представляет собой уравнение Бесселя нулевого порядка, общий интеграл которого

$$\rho(r) = BI_0(nr) + DN_0(nr), \quad (5.20)$$

где B, D — постоянные интегрирования; $I_0(nr)$; $N_0(nr)$ — функции Бесселя и Неймана нулевого порядка;

$$J_0(x) = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{(x/2)^{2k}}{(k!)^2}; \quad (5.21)$$

$C = 0,5772157$ — постоянная Эйлера.

Уравнение (5.11) запишется в виде

$$P_w = Ae^{-c_v'n^2 t} n [BI_0(nr) + DN_0(nr)].$$

Дифференцируя (5.20) по r , получим

$$\frac{\partial P_w}{\partial r} = -Ae^{-c_v'n^2 t} n [BI_1(nr) + DN_1(nr)], \quad (5.23)$$

где $I_1(nr)$; $N_1(nr)$ — функции Бесселя-Неймана первого порядка:

$$J_1(x) = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{1+2k}}{k!(1+k)!}; \quad (5.24)$$

$$N_1(x) = \frac{2}{\pi} J_1(x) \left(\ln \frac{x}{2} + C \right) -$$

$$- \frac{1}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} (-1)^m \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{1+2m}}{m!(1+m)!} \left\{ \sum_{k=1}^{1+m} \frac{1}{k} + \sum_{k=0}^m \frac{1}{k} \right\}. \quad (5.25)$$

Подставив в (5.22) и (5.23) $r = R$ и $r = r_0$ и используя граничные условия (5.12), получим

$$\left. \begin{aligned} BI_0(nR) + DN_0(nR) &= 0; \\ BI_1(nr_0) + DN_1(nr_0) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.26)$$

Чтобы эта система имела нетривиальные решения, определитель этой системы должен быть равен нулю:

$$\begin{vmatrix} I_0(nR) & N_0(nR) \\ I_1(nr_0) & N_1(nr_0) \end{vmatrix} = 0. \quad (5.27)$$

Отсюда для определения собственных чисел n_i получим следующее характеристическое уравнение:

$$I_0(nR)N_1(nr_0) - I_1(nr_0)N_0(nR) = 0. \quad (5.28)$$

Это уравнение имеет множество положительных вещественных корней n_1, n_2 , которым соответствует множество решений вида

$$P_w(rt) = A_i e^{-c_v n^2 t} [B_i I_0(n_i r) + D_i N_0(n_i r)]. \quad (5.29)$$

Определим D_i из системы (5.26):

$$D_i = \frac{B_i J_0(n_i R)}{N(n_i R)}. \quad (5.30)$$

Подставив D_i в (5.27) и обозначив

$$C_i = \frac{A_i B_i}{N_0 (n_i R)}; \quad (5.31)$$

$$U_0(n_i r) = I_0(n_i r) N_0(n_i R) - N_0(n_i r) I_0(n_i R), \quad (5.32)$$

получим

$$P_{w_i}(rt) = C_i e^{-c_i' n_i^2 t} U_0(n_i r). \quad (5.33)$$

Общее решение уравнения (5.11) запишется в виде ряда

$$P_w(rt) = \sum_{i=1}^{\infty} C_i e^{-c_i' n_i^2 t} U_0(n_i r). \quad (5.34)$$

Для определения коэффициентов C_i используются начальные условия (5.13)

$$f(r) = \sum_{i=1}^{\infty} C_i U_0(n_i r). \quad (5.35)$$

Умножая обе части уравнения (5.35) на $r U_0(n_k r)$ и интегрируя в пределах от r_0 до R , получим

$$\int_{r_0}^R r f(r) U_0(n_k r) dr = \sum_{i=1}^{\infty} C_i \int_{r_0}^R r U_0(n_i r) U_0(n_k r) dr. \quad (5.36)$$

Так как все члены ряда из (5.36) обращаются в нуль из-за ортогональной системы $U_0(n_i r)$, кроме одного, соответствующего $i = k$, то

$$\int_{r_0}^R r f(r) U_0(n_k r) dr = C_k \int_{r_0}^R r U_0^2(n_k r) dr. \quad (5.37)$$

Согласно теории Бесселевых функций

$$\int x U^2(ax) dx = \frac{x^2}{2} [U_0^2(ax) + U_1^2(ax)] + C. \quad (5.38)$$

$$\text{Следовательно, } \int_{r_0}^R r f(r) U_0(n_k r) dr = \frac{C_k}{2} [R^2 U^2(n_k R) + R^2 U_1^2(n_k R) - r_0^2 U_0^2(n_k r_0) - r_0^2 U_1^2(n_k r_0)], \quad (5.39)$$

где $U_1(nr) = I_1(nr) N_0(nR) - I_0(nR) N_1(nr)$.

Так как n_k — корень характеристического уравнения (5.28), то $U_1(n_k r_0) = 0$. Подставляя $r = R$ в (5.32), получим $U_0(n_k R) = 0$.

Поэтому

$$\int_{r_0}^R rf(r)U_0(n_k r)dr = \frac{C_k}{2} [R^2 U_1^2(n_k R) - r_0^2 U_0(n_k r_0)]. \quad (5.40)$$

Из свойств Бесселевых функций известно, что

$$I_1(x)N_0(x) - I_0(x)N_1(x) = \frac{2}{\pi x}, \quad (5.41)$$

отсюда

$$U_1(n_k R) = I_1(n_k R)N_0(n_k R) - I_0(n_k R)N_1(n_k R) = \frac{2}{\pi n_k R} \quad (5.42)$$

Из характеристического уравнения имеем

$$N_0(nR) = \frac{I_0(nR)N_1(nr_0)}{I_1(nr_0)}. \quad (5.43)$$

Поэтому $U_0(n_k r_0) = I_0(n_k r_0)N(n_k R) - I_0(n_k R)N_0(n_k r_0) =$

$$= \frac{I_0(n_k r_0)I_0(n_k R)N_1(n_k r_0)}{I_1(n_k r_0)} - I_0(n_k R)N_0(n_k r_0) =$$

$$= \frac{I_0(n_k R)}{I_1(n_k r_0)} [I_0(n_k r_0)N_1(n_k r_0) - I_1(n_k r_0)N_0(n_k r_0)] = \frac{2I_0(n_k R)}{\pi n_k r_0 I_1(n_k r_0)}. \quad (5.44)$$

Подставляя найденные значения в (5.39), получим

$$\int_{r_0}^R rf(r)U_0(n_k r)dr = -\frac{C_k}{2} \left\{ R^2 \left(\frac{2}{\pi n_k R} \right)^2 - r_0^2 \left[\frac{2I_0(n_k R)}{\pi n_k r_0 I_1(n_k r_0)} \right] \right\}. \quad (5.45)$$

Отсюда

$$C_k = \frac{\pi^2 n_k^2 J_1^2(n_k r_0) \int_{r_0}^R rf(r)U_0(n_k r)dr}{2 [J_1^2(n_k r_0) - J_0^2(n_k R)]}. \quad (5.46)$$

Подставим найденное выражение для C_k в (5.34) и получим поровое давление

$$p_w(rt) = \frac{\pi^2}{2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{n_i^2 J_1^2(n_i r_0) \int_{r_0}^R rf(r)U_0(n_i r)dr}{J_1^2(n_i r_0) - J_0^2(n_i R)} e^{-\frac{c_v^2 n_i^2 t}{2}} U_0(n_i r). \quad (5.47)$$

Введя обозначения

$$x_i = n_i r_0; k = R/r_0; F_0 = c'_v t/r^2,$$

получим

$$P_w(r,t) = \frac{\pi^2}{r} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{x_i^2}{r_0} \right) \mathcal{J}_1(x_i) \int_{r_0}^R r f(r) U_0 \left(\frac{r}{r_0} x_i \right) dr}{\mathcal{J}_1^2(x_i) - \mathcal{J}_0^2(kx_i)} e^{-x_i^2 F_0} U_0 \left(\frac{r}{r_0} x_i \right), \quad (5.48)$$

где x_1 — корни характеристического уравнения (5.28), которое в новых обозначениях запишется в виде

$$I_0(kx_i)N_1(x_i) - I_1(x_i)N_0(kx_i) = 0. \quad (5.49)$$

Для практических расчетов в (5.48) можно ограничиться тремя членами характеристического уравнения (5.49), соответствующие корни которого получены с помощью ЭВМ. В табл. 5.1 приведены значения корней уравнения (5.49) для разных значений $k = R/r_0$ при $f(x) = \frac{(R-r)^k}{(R-r_0)^k}$.

По формуле (5.48) можно получить величину порового давления P_w в любой промежуток времени на различном расстоянии от фундамента.

На рис. 5.2 приведены кривые изменения P_w в зависимости от расстояния r/r_0 и показателя $F = c'_v t/r_0^2$ при $k = R/r = 4$. Из графика видно, что поровое давление падает со временем и с увеличением расстояния от свай.

Полученным решением (5.48) можно воспользоваться для определения степени консолидации в различные промежутки времени.

Т а б л и ц а 5.1. Значения корней характеристического уравнения

k	x_1	x_2	x_3
2	1,794	4,802	7,908
4	0,667	1,645	2,666
6	0,420	1,006	1,615
8	0,309	0,729	1,162
10	0,245	0,573	0,910

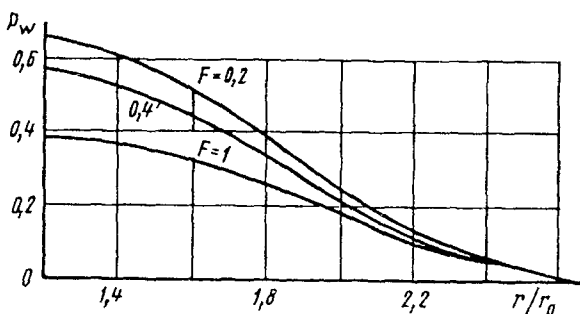


Рис. 5.2. Изменение порового давления с изменением r и $F = c_v' t / r_0^2$

5.2. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ЗОНЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ВОКРУГ СВАЙНЫХ КУСТОВ

Одним из факторов, влияющих на изменение несущей способности свайных фундаментов во времени, является образование зон уплотнения грунта, вызванных забивкой свай. Зоны уплотнения водонасыщенного глинистого грунта зависят от природной плотности грунта, метода погружения свай, количества свай в кусте, расстояния между сваями, сечения свай, природного коэффициента пористости.

При разработке аналитического метода определения радиуса зоны уплотнения водонасыщенного глинистого грунта вокруг свайных фундаментов (кустов) приняты следующие предположения:

1) природный коэффициент пористости ξ не меняется с глубиной, а грунт вытесняется забиваемыми сваями в горизонтальном направлении;

2) расстояние между сваями в фундаменте равно $3d$;

3) коэффициент пористости грунта убывает к границе уплотненной зоны по кривой второго порядка. Плотность грунта достигает максимального значения у боковой поверхности свайного фундамента, где коэффициент пористости $\xi_{\min}$ минимальный;

4) грунт вытесняется одинаково как в направлении оси x , так и оси y .

Для определения величины зоны уплотнения свайных фундаментов (кустов) из 4, 9, 16 свай в силу симметрии достаточно рассмотреть $1/4$ фундамента. В результате забивки фундамента из 4 свай в горизонтальном слое Δh происходит смещение частиц грунта, вытесненных сваями, объемом

$\frac{d_i^2 \Delta h}{1 + \varepsilon}$; для фундамента из 9 свай объем вытесненного грунта составит $\frac{2 \frac{1}{4} d_0 \Delta h}{1 + \varepsilon}$; для фундамента из 16 свай

$$\frac{4d^2 \Delta h}{1 + \varepsilon}. \quad (5.50)$$

Вытесненный забитыми сваями грунт уплотняет прилегающий грунт, в результате чего коэффициент пористости в межсвайном пространстве уменьшается до $\varepsilon_{\min}$. Часть грунта выдавливается за пределы фундамента в зону шириной L . Эта зона состоит из трех участков — I, II, III (рис. 5.3). Пористость в ней убывает от ε на границе уплотненной зоны до $\varepsilon_{\min}$ на границе фундамента. Убывание пористости происходит по квадратичному закону

$$\varepsilon(x) = \varepsilon - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{\min}}{L^2} x^2, \quad (5.51)$$

где x — расстояние от границы уплотненной зоны.

Мы предположили, что грунт выдавливается в направлении оси Ox и Oy . Из этого предположения следует, что $\varepsilon(y)$ на участке II меняется по тому же закону, что и $\varepsilon(x)$ на участке I, а для закона изменения пористости $\varepsilon(x, y)$ на участке III получаем условие

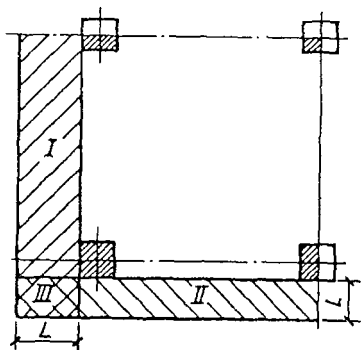
$$\left(\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon_{\min}}{1 + \varepsilon_{\min}} \right) \left[\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon(x, y)}{1 + \varepsilon(x, y)} \right] = \left[\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon(x)}{1 + \varepsilon(x)} \right] \left[\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon(y)}{1 + \varepsilon(y)} \right]. \quad (5.52)$$

Из этого следует

$$\varepsilon(x, y) = \frac{\varepsilon \varepsilon(x) + \varepsilon \varepsilon(y) - \varepsilon \varepsilon_{\min} - \varepsilon(x) \varepsilon(y) + (\varepsilon - \varepsilon_{\min}) \varepsilon(x) \varepsilon(y)}{\varepsilon - \varepsilon_{\min} + \varepsilon \varepsilon_{\min} - \varepsilon_{\min} \varepsilon(x) - \varepsilon_{\min} \varepsilon(y) + \varepsilon(x) \varepsilon(y)}. \quad (5.53)$$

Из выдавленного сваями грунта в межсвайном пространстве остаются частицы объемом для фундамента из 4 свай $3d_0^2 \Delta h \left(\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon_{\min}}{1 + \varepsilon_{\min}} \right)$, из 9 свай $10d_0^2 \Delta h \left(\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon_{\min}}{1 + \varepsilon_{\min}} \right)$, из 16 свай $21d_0^2 \Delta h \left(\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \frac{\varepsilon_{\min}}{1 + \varepsilon_{\min}} \right)$. Остальной грунт выдавливается в зону уплотнения за пределами фундамента. Объем вытесненного грунта в околосвайную зону

Рис. 5.3. Расчетная схема определения зон уплотнения



$$2D \Delta h \int_0^L \left(\frac{\epsilon}{1+\epsilon} - \frac{\epsilon(x)}{1+\epsilon(x)} \right) dx + \Delta h \int_0^L \int_0^L \left(\frac{\epsilon}{1+\epsilon} - \frac{\epsilon(x, y)}{1+\epsilon(x, y)} \right) dx dy, \quad (5.54)$$

где D — длина участков I и II.

Для фундамента из 4 свай $D = 2d_0$; из 9 свай $D = 3\frac{1}{2}d_0$; из 16 свай $D = 5d_0$.

Условие баланса частиц, вытесненного в горизонтальном слое, позволяет получить выражение ширины зоны уплотнения L через ξ и $\xi_{\min}$:

для фундамента из 4 свай

$$L = \frac{(\epsilon - \epsilon_{\min}) \left(\sqrt{\frac{1+\epsilon}{\epsilon - \epsilon_{\min}}} - 2 \right) d_0}{(1+\epsilon)(1+\epsilon_{\min})J}; \quad (5.55)$$

для фундамента из 9 свай (3x3)

$$L = \frac{(\epsilon - \epsilon_{\min}) \left(1,5 \sqrt{\frac{1+\epsilon}{\epsilon - \epsilon_{\min}}} - 3,5 \right) d_0}{(1+\epsilon)(1+\epsilon_{\min})J}; \quad (5.56)$$

для фундамента из 16 свай (4x4)

$$L = \frac{(\epsilon - \epsilon_{\min}) \left(2 \sqrt{\frac{1+\epsilon}{\epsilon - \epsilon_{\min}}} - 5 \right) d_0}{(1+\epsilon)(1+\epsilon_{\min})J}. \quad (5.57)$$

Величина I , находящаяся в знаменателе формул (5.55) — (5.56), для квадратичного закона убывания (5.51) равна

$$J_2 = \frac{1}{2\sqrt{1+\epsilon}\sqrt{\epsilon-\epsilon_{\min}}} \ln \frac{\sqrt{\epsilon-\epsilon_{\min}} + \sqrt{1+\epsilon}}{\sqrt{1+\epsilon} - \sqrt{\epsilon-\epsilon_{\min}}} - \frac{1}{1+\epsilon} \quad (5.58)$$

Пример 5.1. Найти зону уплотнения грунта вокруг свайного фундамента из девяти свай. Сваи сечением 30x30 см, длиной 5 м, расстояние между сваями $3d$. Коэффициент пористости грунта в природном состоянии в верхнем слое $\epsilon_1 = 0,79$; во втором слое по глубине $\epsilon_2 = 0,82$; в третьем $\epsilon_3 = 0,9$; в четвертом $\epsilon_4 = 0,862$. Коэффициенты пористости грунта при максимальной плотности, полученной забивкой свай, в каждом слое соответственно $\epsilon'_{\min} = 0,65$; $\epsilon^2_{\min} = 0,69$; $\epsilon^3_{\min} = 0,78$; $\epsilon^4_{\min} = 0,741$.

По формуле (5.58) находим $I'_2 = 0,0152$; $I^2_2 = 0,0136$; $I^3_2 = 0,0115$; $I^4_2 = 0,0121$.

По формуле (5.56), подставив значение соответствующего $\epsilon_{\min}$, получим ширину уплотненной зоны каждого слоя:

$$L_1 = 173,3 \text{ см}; L_2 = 195,85; L_3 = 228,1; L_4 = 220,47 \text{ см}.$$

Ширина уплотненной зоны увеличивается до 228 см на глубине 5 м и уменьшается от острия свай вглубь; на глубине 6 м она равна 220 см.

Откапывание фундамента из девяти свай показало большую сходимость аналитических результатов с экспериментальными.

5.3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

В результате многочисленных исследований, проведенных в глинистых грунтах с показателем текучести в пределах $I_L = 0,25$ до $I_L = 0,75$ со свайными фундаментами с различным количеством свай при шаге $3d$, оборудованных мессдозами порового и общего давлений, установлено, что продолжительность "отдыха" свайных фундаментов, при котором сваи набирают полную несущую способность, составляет 45 сут у фундаментов из девяти свай, 40 сут у фундаментов из четырех свай и 25 сут у одиночных свай.

При современных темпах строительства зданий и сооружений на свайных фундаментах, выполненных по типу "ви-сячих", необходимо знать несущую способность свайного фундамента в любой промежуток времени со дня забивки свай, чтобы, учитывая явление "засасывания" свайных фундаментов, не перегрузить фундамент.

Исследования показали, что существует зависимость между ростом несущей способности свайных фундаментов во времени и изменением дополнительного давления в поровой жидкости на границе свая—грунт и на различном расстоянии от фундамента в зависимости от радиуса уплотнения грунта, вызванного забивкой свай. Поэтому несущая способность свайного фундамента может быть определена по формуле

$$F_{dt} = F_{d0} \left[1 + f \left(\frac{P_w(rt)}{P_{w0}(r)} \right) \right], \quad (5.59)$$

где F_{dt} и F_{d0} — несущая способность свайного фундамента в любой промежуток времени и полученная по результатам забивки; P_w — дополнительное давление в поровой воде; P_{w0} — начальное значение дополнительного давления в поровой воде.

При $P_w = P_{w0}$ эффективные напряжения равны нулю, и несущая способность свайного фундамента будет минимальной. При $P_w(tr) = 0$ эффективные напряжения достигают максимальной величины, и несущая способность свайного фундамента возрастает. Уменьшение отношения $P_w(tr)/P_{w0}(r)$ приводит к увеличению несущей способности.

Анализ экспериментальных исследований показал, что изменение $f \frac{P_w(rt)}{P_{w0}(r)}$ влияет на несущую способность как и степень консолидации U_3 . Поэтому окончательная формула получила вид

$$F_{dt} = F_{d0} [1 + U_3]. \quad (5.60)$$

Степень консолидации для практических расчетов табулирована для различных значений $k = R/r_0$ и $F = c_v' t / r_0^2$, где R — радиус зоны уплотнения; r_0 — радиус свайного фундамента. Значения F для различных фундаментов с шагом свай по $3d$ приведены в табл. 5.2;

$$C_v = \frac{k_\phi \delta'_0 E (1 + 2\zeta)}{3\gamma_B \left(\beta + \frac{E_n}{E_w} \right)}, \quad (5.61)$$

где k_ϕ — коэффициент фильтрации; $\delta'_0 = P_w^0/P$ — коэффициент начального порового давления; P — давление грунта на боковую поверхность свай.

Для грунтов, обладающих структурной прочностью,

Т а б л и ц а 5.2. Значения P при изменении степени консолидации

U_9	Значения P при $k = R/r_0$				
	2	4	6	8	10
0,05	0,034	0,280	0,720	1,327	2,142
0,10	0,059	0,467	1,184	2,209	3,526
0,15	0,083	0,633	1,617	3,000	4,800
0,20	0,104	0,800	2,083	3,785	6,000
0,25	0,126	0,964	2,450	4,563	7,250
0,30	0,149	1,133	2,879	5,355	8,538
0,35	0,173	1,309	3,327	6,175	9,891
0,40	0,198	1,496	3,798	7,057	11,265
0,45	0,255	1,695	4,302	8,000	12,757
0,50	0,250	1,914	4,430	9,000	14,379
0,55	0,289	2,150	5,451	10,143	16,154
0,60	0,327	2,417	6,128	11,378	18,130
0,65	0,368	2,729	6,887	12,794	20,381
0,70	0,416	3,064	7,759	14,414	22,981
0,75	0,473	3,482	8,795	16,333	26,000
0,80	0,541	3,979	10,059	18,684	29,783
0,85	0,632	4,635	11,692	21,714	34,579
0,90	0,757	5,650	14,000	26,000	41,353
0,95	0,975	7,114	17,905	33,400	53,000
1	1,000				

$$\delta'_0 = \frac{P - P_{\text{стр}}}{\rho}, \quad (5.62)$$

где $P_{\text{стр}}$ — структурная прочность грунта;

$$P = \frac{3c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (5.63)$$

γ_0 — объемная масса грунта после забивки свай; H — толщина слоя, м; ξ — коэффициент бокового давления грунта:

$$\xi = \frac{\nu'_1}{1 - \nu_1}; \quad (5.64)$$

ν_1 — коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона); γ'_B — объемная масса газосодержащей жидкости; E — модуль деформации грунта; n — пористость грунта; E_w — модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости, который определяется по формуле З.Г. Тер-Мартirosяна

$$E_w = \frac{P_a}{1 - I}; \quad (5.65)$$

P_a — атмосферное давление; I — коэффициент водонасыщенности грунта.

Определяем коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости,

$$k_w = \frac{\beta}{\beta + \frac{En}{E_w}}. \quad (5.66)$$

Зная несущую способность фундамента, полученную при статическом зондировании или вычисленную по СНиП 2.02.01—83 (согласно исследованиям за 5 лет), и вычислив степень консолидации, получим несущую способность свайного фундамента с учетом фактора времени.

5.4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ИЗМЕНЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

Рассчитаем изменение несущей способности свайных фундаментов из свай, забитых в суглинки, со следующими характеристиками. Объемная масса грунта после забивки свай $1,8 \text{ т/м}^3$; плотность $2,7 \text{ т/м}^3$; объемная масса скелета грунта $1,54 \text{ т/м}^3$; степень водонасыщения $0,92$; пористость 46% ; коэффициент пористости $\varepsilon = 0,862$ и $\varepsilon_{\min} = 0,741$; модуль деформации $8,0 \text{ МПа}$; коэффициент бокового расширения $0,35$; коэффициент фильтрации глин и суглинков принят $(1,6 - 2) \cdot 10^{-7} \text{ см/с}$ ($1,9 \cdot 10^{-7}$).

Пример 5.2. Фундамент из девяти свай с шагом между сваями $3d$, длиной 7 м . Несущая способность фундамента, согласно статическому зондированию, составила $F_{d0} = 1224 \text{ кН}$. Приведенный радиус кругового фундамента равен $r_0 = 133 \text{ см}$.

Вычислим необходимые характеристики:

1) коэффициент бокового давления

$$\xi = \frac{0,35}{1 - 0,35} = 0,54;$$

2) давление грунта на боковую поверхность

$$P_{\text{бок}} = \rho \frac{H}{2} \xi = 18,0 \cdot 3,5 \cdot 0,54 = 34,02 \text{ кН/м}^2;$$

3) коэффициент начального порового давления

$$\delta'_0 = \frac{P_{\text{бок}} - P_{\text{ср}}}{\rho} + \frac{34 - 1,2}{34} = 0,96;$$

4) модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости

$$E_w = \frac{P_0}{1 - I_w} = \frac{1}{1 - 0,92} = 12,5;$$

5) коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости,

$$k_w = \frac{\beta}{\beta + \frac{E_n}{E_w}};$$

6) коэффициент консолидации

$$c_v = \frac{k_{\phi} \delta_0 E (1 + 2\xi_0)}{3\gamma_B \left(\beta + \frac{E_n}{E_w} \right)} =$$

$$= \frac{1,9 \cdot 10^{-7} \cdot 0,96 \cdot 8,0 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 (1 + 2 \cdot 0,54)}{3 \cdot 0,001 (0,63 + \frac{8,0 \cdot 0,44}{12,5})} = 246 \text{ м}^2/\text{сут};$$

7) ширину зоны уплотнения грунта

$$L = \frac{(\epsilon - \epsilon_{\min}) (1,5 \sqrt{\frac{1 + \epsilon}{\epsilon - \epsilon_{\min}}} \cdot 3,5) d_0}{(1 + \epsilon) (1 + \epsilon_{\min}) I};$$

$$I = \frac{1}{2 \sqrt{1 + \epsilon} \sqrt{\epsilon - \epsilon_{\min}}} \ln \frac{\sqrt{\epsilon - \epsilon_{\min}} + \sqrt{1 + \epsilon}}{\sqrt{1 + \epsilon} - \sqrt{\epsilon - \epsilon_{\min}}} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon} = 0,0152;$$

подставив $I = 0,0152$, получим $L = 1,73 \text{ м}$;

8) величину k при подстановке $R = r_0 + L$:

$$k = R/r_0 = 2,5;$$

9) величину F для 6 и 45 сут:

$$F = \frac{c_v t}{r_0^2} = \frac{246 \cdot 6}{118^2} = 0,10;$$

$$F = \frac{246 \cdot 45}{118^2} = 0,76;$$

10) степень консолидации по табл. 5.2 при $k = 2$; $F_6 = 0,10$ и $F_{45} = 0,76$; $U_6 = 0,2$; $U_{45} = 0,9$;

11) несущую способность фундамента через 6 и 45 сут, подставив U_6 и U_{45} в формулу (5.60)

$$F_{d6} = 1224(1 + 0,2) = 1468 \text{ кН};$$

$$F_{d45} = 1224(1 + 0,9) = 2325 \text{ кН}.$$

Несущая способность возросла к 45 сут на 89% от первоначальной.

Пример 5.3. Свайный фундамент из четырех свай с шагом 3d; длина свай 7 м; несущая способность при забивке $F_{d0} = 120$ кН; радиус свайного фундамента $r_0 = 67$ см. Значения первых шести величин такие же, как у свайного фундамента из девяти свай.

Определим следующие характеристики:

1) ширину зоны уплотнения грунта по формуле (5.55), (5.56) или (5.57) $L = 2,00$;

2) величину $k = R/r_0 = 4$;

3) величину F для 6 и 40 сут; $F_6 = \frac{246 \cdot 6}{67 \cdot 67} = 0,328$; $F_{40} = 246 \cdot 40 = 2,19$;

4) по табл. 5.2 при $k = 4$ находим F_6 и F_{40} и получаем соответствующую им степень консолидации: $U_6 = 0,07$; $U_{40} = 0,63$;

5) подставив U_6 и U_{40} в формулу (5.59), получим несущую способность свайного фундамента через 6 сут $F_{d6} = F_{d0}(1 + 0,07) = 480 \cdot 1,07 = 513,6$ кН; через 40 сут $F_{d40} = F_{d0}(1 + 0,63) = 480 \cdot 1,63 = 782,4$ кН.

Несущая способность свайного фундамента возросла на 63% от первоначальной.

Формула (5.59) учитывает влияние "отдыха" на изменение несущей способности висячих фундаментов, работающих в водонасыщенных глинистых грунтах, и может быть рекомендована для приближенной оценки несущей способности свайных фундаментов при проектировании.

5.5. СРАВНЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ УВЕЛИЧЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

Полученные экспериментальные данные обработаны методом математической статистики, что позволяет оценивать влияние времени, длины и количества свай на несущую способность свайных фундаментов. Для сравнения экспериментальных данных с несущей способностью свайных фундаментов, рассчитанных по инженерному методу, необходимо разработать уравнение регрессии. Задача заключается в том, чтобы по результатам опытов определить величину и знак коэффициента регрессии. Уравнение регрессии, полученное в результате опытов, имеет вид

$$y = b_0 + \sum b_i x_i + \sum b_{ij} x_i x_j + \sum b_{ii} x_i + \dots,$$

где y — исследуемый параметр; x_i — факторы, влияющие на несущую способность; b_0 , b_i , b_{ij} , b_{ii} — коэффициенты регрессии.

Коэффициенты регрессии определяются методом наименьших квадратов. Исходя из условия зависимости исследуемого параметра от трех факторов (времени, количества свай в фундаменте, длины свай), было решено построить план B_3 . Его определитель близок к определителю D оптимального плана; применять его рекомендуется при описании процесса во всей исследуемой области.

Выбранные факторы, интервалы их варьирования и установленные уровни даны в табл. 5.3, где X_1 — количество дней, прошедших после забивки (t); X_2 — количество свай в фундаменте (n); X_3 — длина свай (l).

Учитывая трудоемкость проведения опытов, для построения матрицы планирования был выбран план B_3 , требующий минимального числа опытов.

Расчет коэффициентов регрессии:

$$b_0 = \frac{\sum_{i=1}^N x_{0i} y_i}{\sum_{i=1}^N x_{0i}^2};$$

$$b_i = \frac{\sum_{i=1}^N x_{in} y_i}{\sum_{i=1}^N x_{in}^2};$$

$$b_{ij} = \frac{\sum_{i=1}^N x_{iu} x_{ju} y_i}{\sum_{i=1}^N (x_{iu} x_{ju})^2}.$$

Расчет коэффициентов регрессии был проведен по методу наименьших квадратов по выписанным формулам на ЭВМ.

С целью проверки статической значимости были рассчитаны дисперсии S_{bi}^2 и доверительные интервалы коэффициентов регрессии Δb_i по формулам:

$$S_{bi}^2 = c_i S_{\text{воспр}}^2; \Delta b_i = \pm t_{\alpha} N S_{bi},$$

где $t_{\alpha} N$ — критерий Стьюдента, определяемый при 5%-м уровне значимости; $S_{\text{воспр}}^2$ — дисперсия воспроизводимости;

Таблица 5.3. Уровни и интервалы варьирования факторов

Уровни	Факторы		
	X_1 (дни)	X_2 (т-ко- личество свай)	X_3 (длина свай)
Нулевой (0)	25,5	5	7
Нижний (-1)	6	1	5
Верхний (+1)	45	9	9
Интервал варьирования	19,5	4	2

$$S_{\text{воспр}}^2 = \frac{\sum_{1 \leq N \leq N_1} f_u S_{\text{уч}}^2}{\sum_{1 \leq N \leq N_1} f_u};$$

$$S_{\text{уч}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (v_{ij} - \bar{v}_j)^2}{N(n-1)}$$

— дисперсия воспроизводимости опыта; N — количество опытов в матрице; n — количество дублированных опытов; c_i — коэффициенты, определяемые по таблице в работе Ф.С. Новака "Математические методы планирования эксперимента", 1970.

Проведенная проверка показала, что незначим лишь коэффициент B_{33} . Таким образом, выбор модели второго порядка оправдан, так как коэффициенты при квадратичных числах значимы.

На основании предыдущих расчетов уравнение регрессии запишется в виде

$$y = 886,57 + 219x_1 + 834x_2 + 259x_3 - 106,57x_1^2 + \\ + 198,75x_1x_2 + 248,43x_2^2 + 208,75x_2x_3.$$

В соответствии с условиями данного эксперимента кодированные (x_i) и натуральные (X_i) значения факторов связаны соотношением

$$x_i = \frac{X_i - X_{0i}}{I_i},$$

где X_{0i} — натуральное значение фактора на нулевом уровне ($t = 25,5$ сут; $n_0 = 5$ свай; $l_0 = 7$ м); I_i — натуральное значение интервалов варьирования ($t = 19,5$ сут; $n = 4$; $l = 2$).

Дисперсию адекватности вычисляют по формуле

$$S_{\text{ад}}^2 = \frac{\sum_{n=1}^N (y_{u, \text{расч}} - y_{u, \text{эсп}})^2}{N - k - 1},$$

где k — количество факторов.

При проверке адекватности полученного уравнения по критерию Фишера оказалось, что расчетное значение критерия при 10 степенях свободы меньше табличного:

$$F_{10,14}^{\text{расч}} = \frac{S_{\text{ад}}^2}{S_{\text{воспр}}^2} = \frac{40,105}{47,1} = 0,85;$$

$$F_{10,14}^{\text{табл}} = 2,63.$$

Проверка по критерию Стьюдента также дала положительный результат:

$$t_{d; t}^{\text{расч}} = \frac{(b_0 - y_0) N}{S_{y u}} = \frac{(88,7 - 86,0) \sqrt{14}}{6,86} = 1,47,$$

где b_0 — нулевой коэффициент регрессии; y_0 — значение исследуемого параметра на нулевом уровне.

Таким образом, проверка показала, что полученное уравнение регрессии можно признать адекватным с вероятностью $\rho = 0,95$.

Для сокращения и облегчения вычислительных работ и анализа информации, заключенной в модели, строится номограмма. По методике, предложенной в методических рекомендациях по планированию эксперимента, проведем преобразование регрессивного уравнения к каноническому виду и построим номограмму с двумя бинарными полями ($x_1 x_2$; $x_2 x_3$). Приводим номографическое уравнение к каноническому виду с помощью следующих преобразований:

$$f_3 = f_1 + f_2; f_2 = b_{23} x_2 x_3 + b_3 x_3; f_3 = y;$$

$$f_1 = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_{12} x_1 x_2 + b_{11} x_1^2 + b_{22} x_2^2.$$

Величины f_1 и f_2 зависят от двух переменных, соответствующие им шкалы будут бинарными. Подсчитанные параметры преобразования:

$$f_1 = 886,57 + 219x_1 + 834x_2 + 198,75x_1x_2 - 106,87x_1^2 + 248,43x_2^2;$$

$$f_2 = 208,75x_2x_3 + 259x_3;$$

$$f_3 = \mathcal{I}.$$

Уравнения шкал в декартовой системе координат запишутся в виде:

бинарная шкала x_1x_2 :

$$\xi = 0, \eta = m(f_1 - a);$$

$$\xi = 0, \eta = 0,95(712,39 - 212x_1 + 834x_2 + 198,75x_1x_2 - 106,57x_1^2 + 248,43x_2^2);$$

бинарная шкала x_2x_3 :

$$\xi = H, \eta = n(f_2 - b);$$

$$\xi = 100, \eta = 2,14(208,75x_2x_3 + 259x_3 + 467,75);$$

шкала y :

$$\xi = \frac{mH}{m+n}, \eta = \frac{mn}{m+n}(y - a - b).$$

Устанавливаем величину шкал номограммы $\alpha = 200$; расстояние между шкалами $H = 100$.

Установив пределы изменения факторов и исследуемого параметра $130 \leq y = 2790$; $6 \leq x_1 \leq 45$; $1 \leq x_2 \leq 9$, $5 \leq x_3 \leq 9$, находим параметры канонического преобразования:

$$a = f_1^{\min} = 174,18; b = f_2^{\min} = -467,75;$$

$$m = \frac{\alpha}{f_1^{\max} - f_1^{\min}} = 0,95; \quad n = \frac{\alpha}{f_2^{\max} - f_2^{\min}} = 21,4.$$

По полученным уравнениям рассчитаны координаты точек шкал и построена номограмма (рис. 5.4). Все расчеты проведены на ЭВМ.

Полученная номограмма состоит из двух бинарных шкал x_1x_2 и x_2x_3 , а также шкалы $\mathcal{I}$, на которой отложены значения несущей способности. Шкала x_1x_2 : ось координат — количество свай в фундаменте, ось абсцисс — время "отдыха" свай. Шкала x_2x_3 : ось ординат — количество свай в фундаменте, ось абсцисс — длина свай.

Порядок нахождения искомой величины несущей способности следующий:

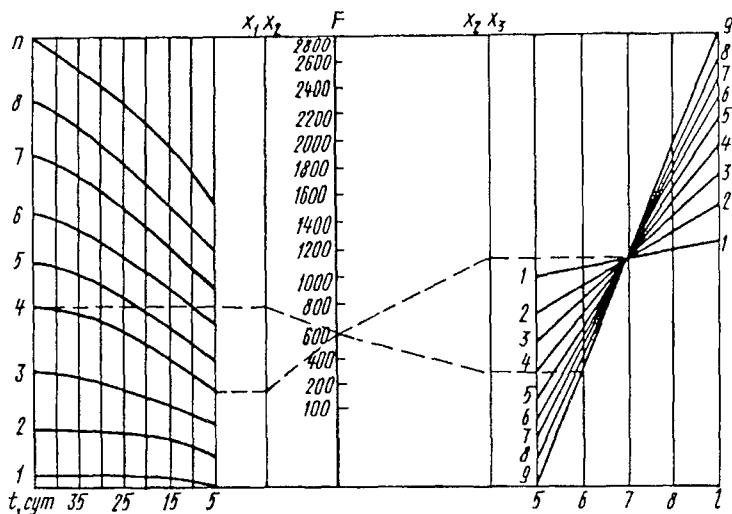


Рис. 5.4. Номограмма уравнения регрессии

- 1) на шкале x_1x_2 находим точку, соответствующую заданному количеству свай и времени "отдыха";
- 2) сносим полученную точку на ось x_1x_2 ;
- 3) на шкале x_2x_3 находим точку, соответствующую тому же количеству свай и заданной длине свай;
- 4) полученную точку сносим на ось x_2x_3 ;
- 5) соединив найденную точку на оси x_1x_2 с найденной точкой на оси x_2x_3 , находим точку пересечения с осью F , которой соответствует искомая несущая способность свайного фундамента.

Решая уравнение регрессии

$$F = 886,57 + 219x_1 + 834x_2 + 259x_3 - 106,57x_1^2 - 198,57x_1x_2 + 248,43x_2^2 + 208,75x_2x_3,$$

можно определить изменение несущей способности свайного фундамента за интересующий нас промежуток времени в зависимости от количества свай в фундаменте и их длины, а использование номограммы позволяет сократить время для расчетов.

Пример 5.4. Определить несущую способность свайного фундамента из шести свай длиной 6 м через 6 сут. Находим неизвестные x_1 , x_2 , x_3 :

$$x_{1, 2, 3} = \frac{X_i - X_i^0}{I_i},$$

где X_i — натуральные значения факторов из условия; X_1^0 — натуральные значения факторов на нулевом уровне (см. табл. 5.3); $X_1^0 = 25,5$ (t — время); $X_2^0 = 5$ (число свай); $X_3^0 = 7$ (l — длина свай); I_i — натуральные значения интервалов варьирования (см. табл. 5.3); $I_1 = 19,5$ (t — время); $I_2 = 4$ (число свай); $I_3 = 2$ (l — длина свай).

$$\text{Для 6 сут } x_1 = \frac{6 - 25,5}{19,5} = -1;$$

$$\text{для шести свай } x_2 = \frac{6 - 5}{4} = 0,25;$$

$$\text{для свай длиной 6 м } x_3 = \frac{6 - 7}{2} = -0,5.$$

Подставим полученные значения $x_1 = -1$; $x_2 = 0,25$ и $x_3 = -0,5$ в уравнение регрессии и решим его:

$$\begin{aligned} F &= +886,57 - 219 \cdot 1 + 834 \cdot 0,25 - 259 \cdot 0,5 - 106,57 - \\ &- 198,57 \cdot 0,25 + 248,43 \cdot 0,25 \cdot 0,25 - 208,75 \cdot 0,25 \cdot 0,5 = \\ &= 657,7 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Определим несущую способность этого же фундамента через 45 сут: $x_1 = 1$; $x_2 = 0,25$; $x_3 = -0,5$.

Подставим полученные величины в уравнение регрессии:

$$\begin{aligned} y &= 886,57 - 219 \cdot 1 + 834 \cdot 0,25 - 259 \cdot 0,25 - 106,0 + \\ &+ 198 \cdot 0,25 \cdot 0,25 - 208 \cdot 0,25 = 1155 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Таким образом, решая уравнение регрессии, мы получили, что несущая способность свайного фундамента к 45 сут "отдыха" возросла по сравнению с 6-дневным отдыхом на 500 кН.

Для предварительных расчетов можно воспользоваться номограммой. Несущая способность этого же свайного фундамента, полученная по номограмме, составляет при 6-дневном "отдыхе" 660 кН, при отдыхе 45 сут — 1220 кН. Сравнение несущей способности, полученной по уравнению регрессии и номограмме, показало, что расхождение минимальное, в пределах допустимой точности.

Используя решение уравнения регрессии или номограмму, мы можем получить несущую способность свайного фун-

дамента в любой промежуток времени и определить увеличение несущей способности свайных фундаментов во времени.

Согласно экспериментальным данным, несущая способность фундаментов из девяти свай при длине свай $l = 7$ м через 6 сут составляет 1600 кН, через 45 сут — 2450 кН. Несущая способность, вычисленная по предлагаемому методу, соответственно составляет 1468 и 2325 кН.

Для фундамента из четырех свай несущая способность по данным экспериментов через 6 сут составила 595 кН; через 40 сут — 1100 кН. Вычисленная несущая способность соответственно составляет 589 и 912 кН. Сравнение несущей способности свайных фундаментов, полученной по предлагаемому методу и экспериментально, показывает, что расхождение результатов составляет 10—15%.

Глава 6. Расчет осадок свай и свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных грунтах

6.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Методы расчета полных осадок кустов свай и ленточных свайных фундаментов, основанные на теории упругости с учетом приложения нагрузки внутри полупространства, приведены в гл. 2 и 3. Однако в практике проектирования часто возникает необходимость рассчитывать осадки фундаментов во времени, так как разность осадок во времени может быть больше предельно допустимой величины. Кроме того, большое значение имеет скорость протекания осадок во времени. При медленном возрастании осадок фундаментов (даже значительных по величине) надземные конструкции зданий способны деформироваться пластически, без нарушения сплошности элементов конструкции. Если же скорость осадок велика, то может произойти хрупкое разрушение отдельных элементов, что приведет к недопустимым деформациям всего здания. Поэтому расчет осадок во времени является одним из составных вопросов проектирования фундаментов по предельным состояниям.

В зависимости от свойств грунтов и их состояния для расчета осадок фундаментов во времени принимают различные теории: теорию ползучести и теорию фильтрационной консолидации с учетом сжимаемости поровой жидкости, структурной прочности грунта при сжатии, начального градиента напора, параметров ползучести.

При работе свай в водонасыщенных глинистых грунтах текуче- и мягкопластичной консистенции, содержащих в своих порах свободную воду и обладающих малыми структурными связями, осадка происходит в основном за счет отжатия воды из пор. Деформации, вызванные ползучестью скелета грунта, в данном случае незначительны, и осадки во времени можно получить, решая задачи теории фильтрационной консолидации.

При опирании свай на глинистые грунты тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции, гравийные грунты с песчаным и глинистым заполнителем, аргиллит, алевролит осадки происходят в основном за счет ползучести. В работах А.А. Бартоломея, Г.Б. Кузнецова, А.А. Поздеева, 1968, А.А. Бартоломея, 1970, 1971, 1982 даны методы расчета осадок свай и свайных фундаментов во времени с учетом ползучести

грунтов при опирании свай на перечисленные выше виды грунтов, а в работах А.А. Бартоломея, С.Я. Гусмана, Н.Е. Рукавишниковой, 1971, А.А. Бартоломея 1972, 1982 — методы определения осадок во времени по фильтрационной теории консолидации при работе свайных фундаментов в водонасыщенных глинистых грунтах.

В данной главе изложены результаты решения одномерной, пространственной и плоской задач теории фильтрационной консолидации с учетом закономерностей передачи нагрузки свайными фундаментами грунту.

6.2. РЕШЕНИЕ ОДНОМЕРНОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК КУСТОВ СВАЙ И СВАЙНЫХ ПОЛЕЙ

Под высотные здания, элеваторы, причалы и другие массивные сооружения иногда устраивается сплошное свайное поле. В некоторых случаях сжимаемая толща значительно меньше ширины свайного фундамента ($z \leq 0,4b$). В этом случае нет необходимости решать пространственную задачу консолидации. Для расчета осадок во времени и порового давления при отношении толщины сжимаемого слоя к ширине загруженной площади, равном или меньше 0,4, достаточно решить одномерную задачу консолидации с соответствующими краевыми условиями.

Для одномерной задачи дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации с учетом сжимаемости поровой жидкости и структурности грунта можно представить в виде

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c_v \delta'_0 k_w \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2}, \quad (6.1)$$

где p_w — поровое давление; $p_w = P - p_z$; P — полное давление в грунтовой массе; определяется с учетом глубины приложения нагрузки, размеров фундамента, коэффициента бокового расширения грунта (А.А. Бартоломей, Н.Е. Рукавишникова и др., 1970); p_z — давление в скелете грунта; $c_v = k_\phi E / \beta \gamma_v^2$ — коэффициент консолидации; (k_ϕ — коэффициент фильтрации; E — модуль деформации грунта; γ_v — объемная масса воды); t — время; z — координата рассматриваемой точки; $\delta'_0 = p_w^0 / P$ — коэффициент начального порового давления (p_w^0 — величина порового давления в начальный момент загрузки при $t = 0$); для грунтов, обладающих структурной прочностью при сжатии $\delta'_0 = \frac{P - P_{стр}}{P}$ ($P_{стр}$ — структурная прочность грунта при сжатии); k_w — коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости:

$$k_w = \frac{\beta}{\beta + \frac{E_n}{E_w}}; \quad (6.2)$$

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu};$$

n — пористость грунта; E_w — модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости.

При работе свайных фундаментов в реальных грунтовых условиях могут представиться различные случаи отжатия воды из пор грунта активной зоны: вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай, вниз к границе активной зоны, вверх в сторону ростверка, в водоносный слой внутри активной зоны и др. Основные расчетные схемы приведены на рис. 6.1. Рассмотрим решение задачи для различных случаев отжатия воды из активной зоны.

I. Отжатие воды вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай. Дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации можно представить в виде

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = c'_v \frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2}, \quad (6.3)$$

где c'_v — коэффициент консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей жидкости и структурной прочности грунта при сжатии

$$c'_v = \frac{k_\phi E \delta'_0}{\gamma_B \left(\beta + \frac{E_n}{E_w} \right)}. \quad (6.4)$$

Начальные условия: при $t = 0$ поровое давление с учетом структурной прочности и сжимаемости жидкости равно

$$P_w|_{t=0} = \delta'_0 k_w P(z). \quad (6.5)$$

$P(z)$ определяется по разработанной методике (А.А. Бартоломей, Н.Е. Рукавишникова, 1970) с учетом глубины приложения нагрузки, характера передачи ее через боковую поверхность фундамента и в плоскости острия свай, размеров фундамента.

Граничные условия: в плоскости острия свай поровое давление равно нулю, a_B на нижней границе активной зоны отжатие воды не происходит:

$$P_w|_{z=l} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0; \quad (6.6)$$

где z_0 — нижняя граница сжимаемой толщи.

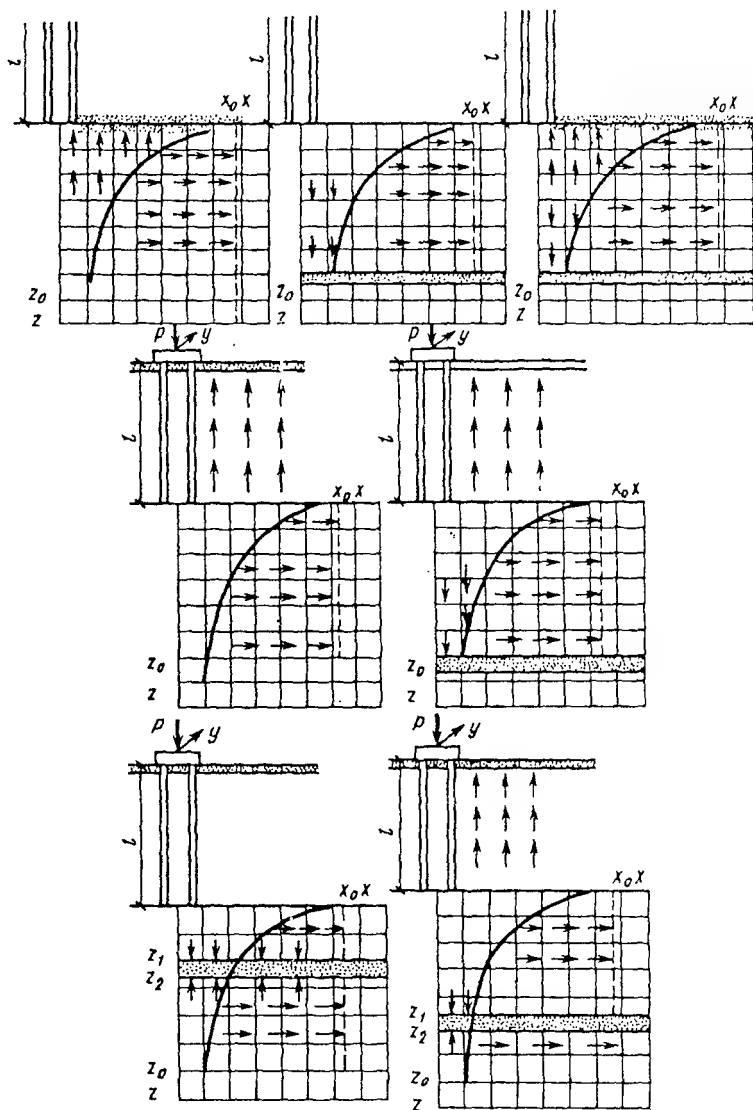


Рис. 6.1. Расчетные схемы

Решая дифференциальное уравнение (6.3) методом разделения переменных, получим значение действующего напора $H = P_w / \gamma'_B$

$$P_w = e^{-c'v\alpha 2t} [c \cos \alpha (z - l) + D \sin \alpha (z - l)]; \quad (6.7)$$

при $z = l$ имеем $c = 0$, т.е.

$$P_w = e^{-c'v\alpha 2t} D \sin \alpha (z - l). \quad (6.8)$$

Берем производную

$$\frac{\partial P_w}{\partial z} = e^{-c'v\alpha 2t} \alpha D \cos \alpha (z - l). \quad (6.9)$$

При $z = z_0$ имеем

$$e^{-c'v\alpha 2t} \alpha D \cos \alpha (z_0 - l) = 0. \quad (6.10)$$

Условие (6.6) выполнимо при $\cos \alpha (z_0 - l) = 0$, откуда

$$\alpha (z_0 - l) = \frac{2k+1}{2} \pi; \quad \alpha = \frac{(2k+1)}{2(z_0 - l)} = \alpha_k. \quad (6.11)$$

Подставляя найденное α в выражение для P_w , получим

$$P_w = e^{-\frac{c'_v (2k+1)^2}{4(z_0 - l)^2} \pi^2 t} D_k \sin \frac{2k+1}{2(z_0 - l)} \pi (z - l). \quad (6.12)$$

Обозначив $\frac{c'_v \pi^2 t}{4(z_0 - l)^2} = N$, получим в общем виде формулу для определения порового давления в активной зоне свайного фундамента:

$$P_w(z, t) = \sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{2k+1}{2(z_0 - l)} \pi (z - l) e^{-(2k+1)^2 N} \quad (6.13)$$

Коэффициенты D_k находим, используя начальное условие (6.5):

$$\sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{2k+1}{2(z_0 - l)} \pi (z - l) = \delta'_0 k_w P(z), \quad (6.14)$$

откуда

$$D_k = \frac{2}{z_0 - l} \int_l^{z_0} \delta'_0 k_w P(z) \sin \frac{2k+1}{2(z_0 - l)} \pi (z - l) dz. \quad (6.15)$$

По формуле (6.15) можно вычислить значения $D_0, D_1, D_2, \dots, D_k$, а по формуле (6.13) — поровое давление $P_w(z, t)$ в

любой точке активной зоны по истечении времени t от начала загрузки.

Степень консолидации грунта U можно получить, взяв отношение площади эпюры давлений в скелете грунта $P(z)$ для момента времени t к площади полной эпюры давлений

$$U = 1 - \frac{\int_0^{z_0} P_z(z, t) dz}{\int_0^{z_0} P(z) dz} \quad (6.16)$$

или

$$U = 1 - \frac{\int_0^{z_0} P_w(z, t) dz}{\int_0^{z_0} P(z) dz} \quad (6.17)$$

Осадка свайного фундамента при отжатии воды вверх из активной зоны для любого момента времени определится по формуле

$$S_t = S_\infty U = \frac{P}{E_1 t} W_0 U, \quad (6.18)$$

где S_∞ — полная осадка свайного фундамента; P — нагрузка на свайный фундамент; E_1 — значение модуля деформации грунта активной зоны; W_0 — компонента перемещения, определяемая по номограммам или таблицам; U — степень консолидации, вычисляемая по формуле (6.17) при значении $P_w(z, t)$, определенном формулой (6.13).

II. Отжатие воды вниз к границе активной зоны. Начальные условия: при $t = 0$ поровое давление с учетом структурной прочности и сжимаемости жидкости равно

$$P_w|_{t=0} = \delta'_0 k_w P(z). \quad (6.19)$$

Граничные условия: в плоскости острия свай отжатие воды не происходит, а на границе активной зоны поровое давление равно нулю:

$$\frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=l} = 0; \quad P_w|_{z=z_0} = 0. \quad (6.20)$$

Решая уравнение (6.3) методом разделения переменных, для порового давления получаем выражение вида

$$P_w(z, t) = \sum_{k=0}^{\infty} c_k \cos \frac{2k+1}{2(z_0-l)} \pi (z-l) e^{-(2k+1)2N}, \quad (6.21)$$

где

$$c_k = \frac{2}{z_0-l} \int_l^{z_0} \delta_0' k_w P(z) \cos \frac{2k+1}{2(z_0-l)} \pi (z-l) dz; \quad (6.22)$$

$$N = \frac{c_0' \pi^2 t}{4(z_0-l)^2}. \quad (6.23)$$

Степень консолидации грунта активной зоны при отжатии воды вниз к границе активной зоны определяется по формуле (6.17) при значении порового давления, полученном из (6.21).

III. Отжатие воды в обе стороны: вверх в сторону плоскости острия свай и вниз к границе активной зоны. Краевые условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{t=0} &= \delta_0' k_w P(z); \\ P_w|_{z=l} &= 0; \quad P_w|_{z=z_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.24)$$

Поровое давление в активной зоне, полученное в результате решения дифференциального уравнения (6.3) с крайевыми условиями (6.24), равно

$$P_w(z, t) = \sum_{k=0}^{\infty} e^{-k^2 N} D_k \sin \frac{k\pi}{z_0-l} (z-l), \quad (6.25)$$

где

$$D_k = \frac{2}{z_0-l} \int_l^{z_0} \delta_0' k_w P(z) \sin \frac{k\pi}{z_0-l} (z-l) dz; \quad (6.26)$$

$$N = \frac{c_0' \pi^2 t}{(z_0-l)^2}. \quad (6.27)$$

Степень консолидации грунта активной зоны при отжатии воды в обе стороны определяется по формуле (6.17) при значении порового давления P_w , полученном из (6.25).

IV. Отжатие воды из активной зоны вверх в сторону роста верка. Краевые условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{t=0} &= \delta_0' k_w P(z); \\ P_w|_{z=\Delta l} &= 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0. \end{aligned} \right\}$$

Решая дифференциальное уравнение (6.3), получим значение порового давления

$$P_w(z, t) = \sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{(2k+1)\pi}{2(z_0 - \Delta l)} (z - \Delta l) e^{-(2k+1)^2 N}, \quad (6.28)$$

где

$$D_k = \frac{2}{z_0 - \Delta l} \int_{\Delta l}^{z_0} \delta'_0 k_w P(z) \sin \frac{(2k+1)\pi}{2(z_0 - \Delta l)} (z - \Delta l) dz; \quad (6.29)$$

$$N = \frac{c_v^2 c_v' t}{4(z_0 - \Delta l)^2}. \quad (6.30)$$

По формуле (6.29) можно вычислить значения $D_0, D_1, \dots, D_k$, а по формуле (6.28) — поровое давление. Степень консолидации грунта определяется по формуле (6.17) при значении P_w из (6.28).

V. Отжатие воды в обе стороны: к границе активной зоны и вверх в сторону ростверка. Краевые условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{t=0} &= \delta'_0 k_w P(z); \\ P_w|_{z=\Delta l} &= 0; \quad P_w|_{z=z_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.31)$$

Решением дифференциального уравнения (6.3) при условиях (6.31) будет

$$P_w(z, t) = \sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{k\pi(z - l)}{z_0 - \Delta l} e^{-k^2 N}, \quad (6.32)$$

где

$$\begin{aligned} D_k &= \frac{2}{z_0 - \Delta l} \int_{\Delta l}^{z_0} \delta'_0 k_w P(z) \sin \frac{k\pi(z - \Delta l)}{z_0 - \Delta l} dz; \\ N &= \frac{c_v^2 c_v' t}{(z_0 - \Delta l)^2}. \end{aligned} \quad (6.33)$$

Степень консолидации определяется по формуле (6.17) при значении P_w из (6.32).

VI. Отжатие воды в водоносный слой внутри активной зоны. Краевые условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{t=0} &= \delta'_0 k_w P(z); \\ P_w|_{z=z_1} &= 0; \quad P_w|_{z=z_2} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} &= 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=\Delta l} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.34)$$

а) в активной зоне выше водоносного слоя $l \leq z \leq z_1$

$$P_w|_{z=z_1} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=l} = 0. \quad (6.35)$$

Решая уравнение (6.3), получим значение порового давления

$$P_w^{(1)} = \sum_{k=0}^{\infty} c_k \cos \frac{(2k+1)}{2(z_1-l)} (z-l) e^{-(2k+1)N}, \quad (6.36)$$

где

$$c_k = \frac{2}{z_1-l} \int_l^{z_0} \delta'_0 k_w P(z) \cos \frac{(2k+1)}{2(z_1-l)} (z-l) dz; \quad (6.37)$$

$$N = \frac{c_v \pi^2 t}{4(z_1-l)^2}. \quad (6.38)$$

б) в активной зоне ниже водоносного слоя $z_2 \leq z \leq z_0$. Граничные условия:

$$P_w|_{z=z_2} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0. \quad (6.39)$$

Решением уравнения (6.3) при граничных условиях (6.39) будет

$$P_w^{(2)} = \sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{(2k+1)\pi}{2(z_0-z_2)} (z-z_2) e^{-(2k+1)^2 N}, \quad (6.40)$$

где

$$D_k = \frac{2}{z_0-z_2} \int_{z_2}^{z_0} \delta'_0 k_w P(z) \sin \frac{(2k+1)\pi}{2(z_0-z_2)} (z-z_2) dz; \quad (6.41)$$

$$N = \frac{c_v \pi^2 t}{4(z_0-z_2)^2}. \quad (6.42)$$

Степень консолидации при отжатии воды в водоносный слой внутри активной зоны определяется по формуле (6.17) при значении P_w , полученном из (6.36) и (6.40)

$$P_w(z, t) = \begin{cases} P_w^{(1)}, & l \leq z \leq z_1; \\ 0, & z_1 < z < z_2; \\ P_w^{(2)}, & z_2 \leq z \leq z_0. \end{cases} \quad (6.43)$$

VII. Отжатие воды в водоносный слой внутри активной зоны и вверх в сторону ростверка. Краевые условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{t=0} &= \delta'_0 k_w P(z); \\ P_w|_{z=\Delta l} &= 0; \quad P_w|_{z=z_1} = 0; \\ P_w|_{z=z_2} &= 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.44)$$

а) выше водоносного слоя при $\Delta l \leq z \leq z_1$ поровое давление вычисляется по формуле

$$P_w^{(3)} = \sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{k\pi}{z_1 - \Delta l} (z - \Delta l) e^{-k^2 N}, \quad (6.45)$$

где

$$D_k = \frac{2}{z_1 - \Delta l} \int_{\Delta l}^{z_1} \delta'_0 k_w P(z) \sin \frac{k\pi}{z_1 - \Delta l} (z - \Delta l) dz; \quad (6.46)$$

$$N = \frac{c_v \gamma^2 t}{(z_1 - \Delta l)^2}; \quad (6.47)$$

б) ниже водоносного слоя при $z_2 < z < z_0$ поровое давление вычисляется по формуле

$$P_w^{(4)} = \sum_{k=0}^{\infty} D_k \sin \frac{(2k+1)\pi}{2(z_0 - z_2)} (z - z_2) e^{-(2k+1)^2 N}, \quad (6.48)$$

где

$$D_k = \frac{2}{z_0 - z_2} \int_{z_2}^{z_0} \delta'_0 k_w P(z) \sin \frac{(2k+1)\pi}{2(z_0 - z_2)} (z - z_2) dz; \quad (6.49)$$

$$N = \frac{c_v \gamma^2 t}{4(z_0 - z_2)^2}. \quad (6.50)$$

Степень консолидации при отжатии воды в водоносный слой внутри активной зоны и вверх в сторону ростверка определяем по формуле (6.17), где P_w определяется из (6.45) и (6.48):

$$P_w(z, t) = \begin{cases} P_w^{(3)}, & l \leq z \leq z_1; \\ 0, & z_1 < z < z_2; \\ P_w^{(2)}, & z_2 \leq z \leq z_0. \end{cases} \quad (6.51)$$

Для практического применения с помощью ЭВМ составлены таблицы степеней консолидации в зависимости от $N(t)$, а на их основе таблицы значений $N(t)$ в зависимости от степени консолидации, глубины активной зоны $z_0/l = 1,6; 2,0; 2,4$, коэффициента бокового расширения грунта $\nu = 0,2; 0,35; 0,4$, расчетной схемы.

В табл. 6.1 приведены некоторые значения N в зависимости от степени консолидации и глубины границы активной зоны для двух расчетных схем:

1) при отжатии воды в сторону плоскости острия свай (I схема);

2) при отжатии воды вниз к границе активной зоны (II схема) для коэффициента бокового расширения грунта $\nu = 0,35$.

Т а б л и ц а 6.1. Значения N для вычисления осадок грунта как функции времени при отжатии воды в сторону плоскости острия свай (I схема), к границе активной зоны (II схема) при $\nu = 0,35$; $z_0/l = 1,6; 2,0; 2,4$

U	I схема			II схема		
	при z_0/l					
	1,6	2,0	2,4	1,6	2,0	2,4
0,05	—	—	—	0,0013	0,0048	0,0114
0,10	—	—	—	0,0053	0,0184	0,0413
0,15	0,0001	0,0003	—	0,0113	0,0375	0,0830
0,20	0,0008	0,0011	0,0043	0,187	0,0604	0,1312
0,25	0,0016	0,0059	0,0132	0,0273	0,0860	0,1832
0,30	0,0054	0,0147	0,0295	0,0368	0,1137	0,2387
0,35	0,0098	0,0205	0,0418	0,0473	0,1436	0,2980
0,40	0,0123	0,0274	0,0562	0,0588	0,1760	0,3618
0,45	0,0340	0,0589	0,0715	0,0714	0,2112	0,4311
0,50	0,0504	0,1154	0,1827	0,0853	0,2498	0,5069
0,55	0,0669	0,1636	0,2853	0,1005	0,2925	0,5906
0,60	0,0845	0,2135	0,3855	0,1178	0,3402	0,6842
0,65	0,1042	0,2684	0,4941	0,1372	0,3944	0,7903
0,70	0,1267	0,3312	0,6174	0,1597	0,4568	0,9127
0,75	0,1533	0,4052	0,7625	0,1863	0,5307	1,0576
0,80	0,1859	0,4957	0,9398	0,2189	0,6212	1,2348
0,85	0,2278	0,6122	1,1684	0,2608	0,7378	1,4634
0,90	0,2870	0,7766	1,4904	0,3200	0,9021	1,7854
0,95	0,3881	1,0575	2,0411	0,4211	1,1830	2,3360
1	∞	∞	∞	∞	∞	∞

С помощью этой таблицы можно определить осадку в любой момент времени t , время, необходимое для достижения заданной степени уплотнения, и степень консолидации за данный промежуток времени.

6.3. РЕШЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДКИ КУСТОВ СВАЙ ВО ВРЕМЕНИ

При работе кустов свай в водонасыщенных глинистых грунтах мягко- и текучепластичной консистенции осадка происходит в основном за счет отжатия воды из пор. Деформации, вызванные ползучестью скелета грунта, в данном случае незначительны, и осадки кустов свай во времени можно получить, решая пространственную задачу теории фильтрационной консолидации. Кроме того, теорию фильтрационной консолидации можно применять для расчета осадок фундаментов во времени, порового давления в активной зоне и для структурных грунтов, имеющих коэффициент водонасыщенности, немного отличающийся от единицы (Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий, 1967).

Рассмотрим решение пространственной задачи теории фильтрационной консолидации с учетом глубины приложения нагрузки, закономерностей передачи ее через боковую поверхность фундамента и в плоскости острия, размеров кустов свай, коэффициента бокового расширения грунта, сжимаемости поровой жидкости и структурной прочности грунта при сжатии. Для пространственной задачи дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации с учетом сжимаемости поровой жидкости и структурности грунта можно записать в виде

$$\frac{dH}{dt} = \frac{1}{3\gamma_b} \frac{d\theta}{dt} + \frac{k_\phi k_w (1 + 2\xi_0) E \delta'_0}{3\gamma_s \beta} \nabla^2 H, \quad (6.52)$$

где H — действующий напор воды в рассматриваемом сечении, равный $H = P_w/\gamma'_b$ или $H = P - P_z/\gamma'_b$; P_w — поровое давление, равное $P - P_z$, при $P_w = 0$, $P_z = P$; P — полное давление в грунтовой массе, определяемое с учетом глубины приложения нагрузки по формуле (2.22); P_z — давление в скелете грунта; γ'_b — объемная масса газосодержащей жидкости; t — время; θ — сумма главных напряжений в рассматриваемой точке; δ'_0 — коэффициент начального порового давления, равный P_w^0/P [P_w^0 — величина порового давления в начальный момент загрузки при $t = 0$ (Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий и др., 1967)]; для грунтов, обладающих структурной прочностью сжатия, $\delta'_0 = P - P_{\text{стр}}/P$; $P_{\text{стр}}$ — структурная прочность грунта при сжатии; k_ϕ — коэффициент фильтрации; $\xi_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ — коэффициент бокового давления грунта; $\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$ — оператор Лапласа; x, y, z — координаты рассматриваемой точки; k_w — коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости.

Принимая отношение между модулем деформации и коэффициентом относительной сжимаемости как $a_0 = \beta/E$ (где $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$), можно коэффициент k_w найти по аналогии с определением коэффициента B (Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий и др., 1967).

Относительная деформация скелета грунта

$$e_{\text{ск}} = \frac{\beta}{E} (P - P_w). \quad (6.53)$$

Относительная деформация поровой воды при водонасыщенном грунте

$$e_w = \frac{1}{E_w} P_w n, \quad (6.54)$$

где n — пористость грунта; P_w — поровое давление; для грунтов, обладающих структурностью, поровое давление $P_w = \delta'_0 P$ или $P_w = P - P_{\text{стр}}$; E_w — модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости, принимаемый по графику (Н. Konning, 1963) или при степени водонасыщения 0,95—0,99, — по формуле З.Г. Тер-Мартirosяна (1965)

$$E_w = \frac{P_a}{1 - I_B}, \quad (6.55)$$

где P_a — атмосферное давление; I_B — коэффициент водонасыщенности грунта.

Принимая для начального момента $e_{ск} = e_w$, получим

$$\frac{\beta}{E}(P - P_w) = \frac{P_w n}{E_w}, \quad (6.56)$$

откуда

$$P_w = \frac{\beta P}{\beta + \frac{En}{E_w}}. \quad (6.57)$$

Обозначим $\frac{\beta}{\beta + \frac{En}{E_w}} = k_w$, тогда равенство (6.54) примет вид

$$e_w = \frac{P_n k_w}{E_w}, \quad (6.58)$$

откуда начальная осадка, возникающая вследствие сжимаемости поровой жидкости,

$$S_w = \frac{P_n k_w h}{E_w}. \quad (6.59)$$

В случае неучета сжимаемости воды $k_w = 1$.

При работе свайных фундаментов в реальных грунтовых условиях могут представиться различные случаи отжатия воды из пор грунта активной зоны: вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай, вниз к границе активной зоны, вверх в сторону ростверка, в водоносный слой внутри активной зоны и др. Отжимаемая вода перемещается также вдоль осей Ox и Oy . Основные расчетные схемы приведены на рис. 6.1.

При постоянном значении суммы главных напряжений в рассматриваемой точке уравнение фильтрационной консолидации для пространственной задачи можно представить в виде

$$\frac{dP_w}{dt} = c'_v \left(\frac{d^2 P_w}{dx^2} + \frac{d^2 P_w}{dy^2} + \frac{d^2 P_w}{dz^2} \right), \quad (6.60)$$

где c'_v — коэффициент консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей жидкости и структурной прочности грунта при сжатии, равный

$$c'_v = \frac{k_\phi \delta_0 E (1 + 2\xi_0)}{3\gamma_b \left(\beta + \frac{En}{E_w} \right)}. \quad (6.61)$$

Начальные условия для решения различных задач теории фильтрационной консолидации будут одинаковыми: при $t = 0$ поровое давление P_w с учетом структурной прочности и сжимаемости жидкости равно

$$P_w|_{t=0} = \delta'_0 k_w P(x, y, z), \quad (6.62)$$

где $P(x, y, z)$ — полное давление в грунтовой массе активной зоны свайных фундаментов, определяемое с учетом параметров фундамента, передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости отсрива свай, коэффициента бокового расширения грунта по формуле (4.5). При расчете осадок во времени учтено, что эпюра напряжений в активной зоне свайных фундаментов имеет криволинейный характер.

Рассмотрим решение основных задач.

I. Отжатие воды вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай. Граничные условия: в плоскости острия свай поровое давление равно нулю, а на нижней границе активной зоны отжатие воды не происходит:

$$\frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0; \quad P_w|_{z=l} = 0. \quad (6.63)$$

В плоскостях $x = 0$ и $y = 0$ отжатие воды в обе стороны от осей x и y одинаково в силу симметричности, а при $x = x_0$ и $y = y_0$ отжатие воды вдоль осей x и y практически не происходит, если x_0 и y_0 превышают расстояние, на котором сказывается влияние фундамента:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_0} = 0; \\ \frac{\partial P}{\partial y}|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial P}{\partial y}|_{y=y_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.64)$$

Экспериментальные исследования, проведенные нами (А.А. Бартоломей, 1975), показали, что расстояние, на котором сказывается влияние кустов свай, зависит от количества свай в кусте, их длины, действующей нагрузки и находится в пределах — — l , поэтому в качестве x_0 и y_0 можно взять величину l . Дифференциальное уравнение (6.60) с начальными условиями (6.62) и граничными условиями (6.63) и (6.64) решаем методом Фурье. Ищем решение дифференциального уравнения в виде

$$P_w(x, y, z, t) = u(x, y, z)T(t). \quad (6.65)$$

Подставляя (6.65) в уравнение (6.60), получим

$$u(x, y, z)T'(t) = c'_v T(t)\Delta u$$

или

$$T'(t) + \alpha^2 c'_v T = 0; \quad (6.66a)$$

$$\Delta u + \alpha^2 u = 0. \quad (6.66b)$$

Решая уравнение (6.66a), получим

$$T(t) = ce^{-c'_v \alpha^2 t}, \quad (6.67)$$

где c — постоянная интегрирования.

Второе уравнение решаем методом разделения переменных. Проведя разделение переменных, получим следующие одномерные задачи на собственные значения:

1) $x'' + \theta x = 0$, граничные условия:

$$\frac{\partial X}{\partial x}|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial X}{\partial x}|_{x=x_0} = 0;$$

2) $y'' + \nu y = 0$, граничные условия:

$$\frac{\partial Y}{\partial y}|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial Y}{\partial y}|_{y=l} = 0;$$

3) $z'' + \eta z = 0$, граничные условия:

$$\frac{\partial Z}{\partial z}|_{z=z_0} = 0; \quad Z|_{z=l} = 0,$$

$$\alpha^2 = \theta + \nu + \eta,$$

где l — длина свай; z_0 — нижняя граница сжимаемой толщи.

Решаем эти задачи.

Решение первого уравнения (6.68) имеет вид

$$X(x) = A \cos \sqrt{\theta} x + B \sin \sqrt{\theta} x. \quad (6.69)$$

Из условия $\frac{\partial X}{\partial x}|_{x=0} = 0$ имеем $B = 0$, следовательно, $X(x) = A \cos \sqrt{\theta} x$, а $X(x) = -A \sqrt{\theta} \sin \sqrt{\theta} x$.

Так как при $x = x_0$ $X(x) = 0$, то $-A \sqrt{\theta} \sin \sqrt{\theta} x_0 = 0$ или $\sin \sqrt{\theta} x_0 = 0$, откуда $\sqrt{\theta} = \frac{\pi \tau}{x_0}$, т.е.

$$X_k(x_0) = A_k \cos \frac{\pi \tau}{x_0} x. \quad (6.70)$$

Аналогично получим

$$Y_m(y) = B_m \cos \frac{m \pi}{y_0} y; \quad (6.71)$$

$$Z_n(z) = D_n \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi (z - l). \quad (6.72)$$

Обозначив произведение $A_k B_m D_n = B_{kmn}$, а произведение $CB_{kmn} = A_{kmn}$, получим:

$$U_{kmn} = B_{kmn} \cos \frac{2\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l); \quad (6.73)$$

$$P_{wkmn}(x, y, z, t) = A_{kmn} \cos \frac{2\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) e^{-c_v^2 \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.74)$$

где

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left[\frac{(2n+1)\pi}{2(z_0-l)} \right]^2. \quad (6.75)$$

Общее решение дифференциального уравнения (6.60) будет иметь вид

$$P_w(x, y, z, t) = \sum_{kmn}^{\infty} A_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) e^{-c_v^2 \alpha_{kmn}^2 t}. \quad (6.76)$$

A_{kmn} определим, используя начальное условие (6.62), т.е.

$$\delta_0^i k_w P(x, y, z) = \sum_{kmn}^{\infty} A_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l). \quad (6.77)$$

После умножения на $\cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l)$

и интегрирования имеем

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0-l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} \delta_0^i k_w P(x, y, z) x \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dz. \quad (6.78)$$

Следовательно, для порового давления имеем

$$P_w(x, y, z, t) = \sum_{k,m,n}^{\infty} A_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) x e^{-c_v^2 \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.79)$$

где

$$A_{oon} = \frac{A_{oon}}{4}, \quad A_{omn} = \frac{A_{omn}}{2}, \quad A_{kon} = \frac{A_{kon}}{2},$$

а $A'_{kmn} = A_{kmn}$ при $k \neq 0$ и $m \neq 0$.

По формуле (6.79) можно определить поровое давление в любой точке активной зоны. Для практического пользования формула для определения порового давления приведена к виду

$$P_w(x, y, z, t) = \frac{P}{l^2} w \delta'_0 k_w, \quad (6.80)$$

где P — нагрузка на свайный фундамент, кН; l — длина свай, см; δ'_0 — коэффициент начального порового давления; k_w — коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости.

Отношение осадки S_t слоя грунта для любого времени t к полной его стабилизированной осадке S_∞ дает степень консолидации U данного слоя

$$U = S_t / S_\infty. \quad (6.81)$$

Величину U можно получить и как отношение объема эпюры давлений в скелете грунта $P(x, y, z, t)$ для момента времени t к объему полной эпюры давлений

$$U_1 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_0^y dy \int_0^{z_0} P_w(x, y, z, t) dz}{\int_0^{x_0} dx \int_0^y dy \int_0^{z_0} P(x, y, z) dz}, \quad (6.82)$$

Осадка свайного фундамента во времени определяется по формуле

$$S_t = S_\infty U = \frac{P}{El} W_0 U, \quad (6.83)$$

где S_∞ — полная осадка свайного фундамента, определяемая с помощью графиков и таблиц (гл. 2); P — нагрузка на свайный фундамент; E — модуль деформации грунта активной зоны; U — степень консолидации грунта для данной расчетной схемы.

II. Отжатие воды вниз к границе активной зоны. Граничные условия:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial P_w}{\partial x} \Big|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x} \Big|_{x=x_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial y} \Big|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial y} \Big|_{y=y_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial z} \Big|_{z=l} = 0; \quad P_w \Big|_{z=z_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.84)$$

Решая дифференциальное уравнение (6.60) с краевыми ус-

ловиями (6.62) и (6.84), получим формулу для определения порового давления

$$P_w(x, y, z, t) = \sum_{k, m, n}^{\infty} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \cos \frac{2n+1}{2(z_0-l)} x \pi(z-l) e^{-c_v' \alpha_{kmn}^2 t} \quad (6.85)$$

где

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0}\right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0}\right)^2 + \left[\frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi\right]^2; \quad (6.85a)$$

$$A'_{oan} = \frac{A_{oan}}{4}, \quad A'_{amn} = \frac{A_{amn}}{2}, \quad A'_{kan} = \frac{A_{kan}}{2}$$

и $A'_{kmn} = A_{kmn}$, при $k \neq 0$ и $m \neq 0$.

Коэффициенты A_{kmn} определяем по формуле

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0 - l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} \delta_0 k_w P(x, y, z) x \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \cos \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dz. \quad (6.86)$$

Степень консолидации при отжатии воды вниз к границе активной зоны определяется по формуле

$$U_2 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} \int_0^{y_0} \int_l^{z_0} \sum_{k, m, n}^{\infty} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \cos \frac{2n+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) e^{-c_v' \alpha_{kmn}^2 t} dz}{\int_0^{x_0} \int_0^{y_0} \int_l^{z_0} P(x, y, z) dz} \quad (6.87)$$

Осадка свайного фундамента во времени для данной расчетной схемы определяется по формуле

$$S_t = S_{\infty} U_2. \quad (6.88)$$

III. Отжатие воды в обе стороны: вверх в сторону плоскости острия свай и вниз к границе активной зоны. Граничные условия:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \rho_w}{\partial x} \Big|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial \rho_w}{\partial x} \Big|_{x=x_c} = 0; \\ \frac{\partial \rho_w}{\partial y} \Big|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial \rho_w}{\partial y} \Big|_{y=y_c} = 0; \\ \rho_w \Big|_{z=l} = 0; \quad P_w \Big|_{z=z_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.89)$$

Решение дифференциального уравнения (6.60) с краевыми условиями (6.62) и (6.89) будет

$$P_w(x, y, z, t) = \sum_{k, m, n} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{n\pi}{z_0 - l} (z - l) \times \\ \times e^{-c_v \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.90)$$

где

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left(\frac{n\pi}{z_0 - l} \right)^2 \\ A'_{o o n} = \frac{A_{o o n}}{4}, \quad A'_{o m n} = \frac{A_{o m n}}{2}, \quad A'_{k o n} = \frac{A_{k o n}}{2} \quad (6.90a)$$

и $A'_{kmn} = A_{kmn}$ при $k \neq 0, m \neq 0$.

Коэффициенты A_{kmn} определяется по формуле

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0 - l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} \delta_0 k_w P(x, y, z) \times \\ \times \cos \left| \frac{k\pi}{x_0} x \right| \cos \left| \frac{m\pi}{y_0} y \right| \sin \frac{n\pi}{z_0 - l} (z - l) dz. \quad (6.91)$$

Степень консолидации определяется по формуле

$$U_3 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} P_w(x, y, z, t) dz}{\int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} P(x, y, z) dz}, \quad (6.92)$$

где $P_w(x, y, z, t)$ определяется по (6.90).

Осадка куста свай во времени определяется по формуле

$$S_t = S_{\infty} U_3, \quad (6.93)$$

где U_3 — степень консолидации для данной схемы работы свайного фундамента.

IV. Отжатие воды из активной зоны вверх в сторону рост-верка. Граничные условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{x=\Delta l} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=y_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.94)$$

Решая дифференциальное уравнение (6.60) с начальными условиями (6.62) и граничными условиями (6.94), получим формулу для определения порового давления

$$P_w(x, y, z, t) = \sum_{kmn} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin x \times \frac{2n+1}{2(z_0 - \Delta l)} \pi(z - \Delta l) e^{-c_v^I \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.95)$$

где

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left[\frac{(2n+1)\pi}{2(z_0 - \Delta l)} \right]^2;$$

$$A'_{oon} = \frac{A_{oon}}{4}, \quad A'_{omn} = \frac{A_{omn}}{2}, \quad A'_{kon} = \frac{A_{kon}}{2}. \quad (6.95a)$$

и $A'_{kmn} = A_{kmn}$ при $k \neq 0$ и $m \neq 0$.

Коэффициенты A_{kmn} определяются по формуле

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0 - \Delta l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_0^{z_0} \delta_0^I k_w P(x, y, z) \times$$

$$x \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{2n+1}{2(z_0 - \Delta l)} (z - \Delta l) dz. \quad (6.96)$$

Степень консолидации U_4 при отжатии воды из активной зоны вверх в сторону ростверка определяется по формуле (6.92), где $P_w(x, y, z, t)$ вычисляется по формуле (6.95).

Осадка свайного фундамента во времени определяется по формуле (6.93) при степени консолидации U_4 .

У. Отжатие воды в обе стороны: к границе активной зоны и вверх в сторону ростверка. Граничные условия: в подготовке под ростверком и на границе активной зоны поровое давление равно нулю. В плоскости $x = 0$ ($y = 0$) отжатие в обе стороны по оси OX (OY) одинаково, а при $x = x_0$ ($y = y_0$) отжатие воды вдоль оси ox (oy) практически не происходит:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{x=\Delta l} = 0; \quad P_w|_{z=z_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=y_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.97)$$

Решая дифференциальное уравнение (6.60) с начальными условиями (6.62) и граничными условиями (6.97), получим для порового давления выражение

$$P_w(x, y, z, t) = \sum_{kmn} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{n\pi}{z_0 - \Delta l} (z - \Delta l) e^{-c_v \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.98)$$

где

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left(\frac{n\pi}{z_0 - \Delta l} \right)^2,$$

$$A'_{oon} = \frac{A_{oon}}{4}, \quad A'_{omn} = \frac{A_{omn}}{2}, \quad A'_{kon} = \frac{A_{kon}}{2} \quad (6.99)$$

и $A'_{kmn} = A_{kmn}$ при $k \neq 0$ и $m \neq 0$.

Используя начальные условия, определяем коэффициенты

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0 - \Delta l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_0^{z_0} \delta_0 k_w P(x, y, z) \times \\ \times \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{n\pi}{z_0 - \Delta l} (z - \Delta l) dz. \quad (6.100)$$

Степень консолидации U_5 определяется по формуле (6.92) при значении $P_w(x, y, z, t)$, полученном из (6.98). Осадка свайного фундамента во времени определяется по формуле

$$S_t = S_\infty U_5. \quad (6.101)$$

VI. Отжатие воды в водоносный слой внутри активной зоны. Граничные условия: на верхней и нижней границах водоносного слоя поровое давление равно нулю, в сторону плоскости острия свай и нижней границы активной зоны отжатие воды не происходит. Остальные условия аналогичны первому случаю:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{z=z_1} = 0; \quad P_w|_{z=z_2} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=l} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_c} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=y_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.102)$$

а) В активной зоне выше водоносного слоя $l \leq z \leq z_1$. Решая дифференциальное уравнение (6.60) с краевыми условиями (6.62) и (6.102), получим формулу для определения порового давления в активной зоне выше водоносного слоя

$$P_w(t) = \sum_{kmn} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \cos \frac{(2n+1)\pi}{2(z_1-l)} (z-l) e^{-c_v' \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.103)$$

где

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left[\frac{(2n+1)\pi}{2(z_1-l)} \right]^2;$$

$$A'_{oon} = -\frac{A_{oon}}{4}, \quad A'_{omn} = -\frac{A_{omn}}{2}, \quad A'_{kon} = -\frac{A_{kon}}{2} \quad (6.104)$$

и $A'_{kmn} = A_{kmn}$ при $k \neq 0$ и $m \neq 0$.

Коэффициенты A_{kmn} определяются по формуле

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_1 - l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_1} \delta_0^k P_w(x, y, z) \times \\ \times \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \cos \frac{(2n+1)\pi}{2(z_1-l)} (z-l) dz, \quad (6.105)$$

б) Поровое давление ниже водоносного слоя ($z_2 \leq z \leq z_0$) определяется по формуле

$$P_w^{(2)} = \sum_{kmn} A_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{(2n+1)\pi}{2(z_0-z_2)} (z-z_2) e^{-c \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.106)$$

где A'_{kmn} определяется по формулам (6.104), а

$$A_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0 - z_2)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_{z_2}^{z_0} \delta_0 k_w P(x, y, z) \times \\ \times \cos \frac{k\pi}{x_0} \cos \frac{m\pi}{y_0} y \cos \frac{(2n+1)\pi}{2(z_0-z_2)} (z-z_2) dz; \quad (6.107)$$

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left[\frac{(2n+1)\pi}{2(z_0-z_2)} \right]^2. \quad (6.108)$$

Осадка кустов свай определяется по формуле (6.101) при значении степени консолидации

$$U_6 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} P_w(x, y, z, t) dz}{\int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_l^{z_0} P(x, y, z) dz}, \quad (6.109)$$

где

$$P_w = (x, y, z, t) = \begin{cases} P'_w, & \text{при } l \leq z \leq z_1; \\ 0, & z_1 < z < z_2; \\ P_w^{(2)}, & z_2 \leq z \leq z_0. \end{cases}$$

VII. Отжатие воды в водоносный слой внутри активной зоны и вверх в сторону ростверка. Граничные условия:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{z=\Delta l} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0; \\ P_w|_{z=z_1} = 0; \quad P_w|_{z=z_2} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial y}|_{y=y_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.111)$$

а) В активной зоне выше водоносного слоя $\Delta l \leq z \leq z_1$. Решая дифференциальное уравнение (6.60) с учетом краевых условий, получим формулу для определения порового давления

$$P_w^{(a)} = \sum_{kmn}^{\infty} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{n\pi}{z_1 - \Delta l} (z - \Delta l) e^{-c'_v \alpha_{kmn}^2 t}, \quad (6.112)$$

где A'_{kmn} определяется по формулам (6.104), а

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left(\frac{n\pi}{z_1 - \Delta l} \right)^2, \quad (6.113)$$

Коэффициенты A'_{kmn} вычисляем по формуле

$$A'_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_1 - \Delta l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_{\Delta l}^{z_1} \delta_0 k_w P(x, y, z) \times \\ \times \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{n\pi}{z_1 - \Delta l} (z - \Delta l) dz. \quad (6.114)$$

б) В активной зоне ниже водоносного слоя $z_2 \leq z \leq z_0$. Поровое давление в активной зоне ниже водоносного слоя определяется по формуле

$$P_w^{(b)} = \sum_{kmn}^{\infty} A'_{kmn} \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{(2n+1)\pi}{2(z_0 - z_2)} (z - z_2) e^{-c'_v \alpha_{kmn}^2 t} \quad (6.115)$$

где A'_{kmn} определяется по формулам (6.104), а

$$\alpha_{kmn}^2 = \left(\frac{k\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{y_0} \right)^2 + \left[\frac{(2n+1)\pi}{2(z_0 - z_2)} \right]^2; \quad (6.116)$$

$$A'_{kmn} = \frac{8}{x_0 y_0 (z_0 - z_2)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{y_0} dy \int_{z_2}^{z_0} \delta_0 k_w P(x, y, z) \times \\ \times \cos \frac{k\pi}{x_0} x \cos \frac{m\pi}{y_0} y \sin \frac{(2n+1)\pi}{2(z_0 - z_2)} (z - z_2) dz. \quad (6.117)$$

Степень консолидации U_7 определится по формуле (6.109) при значении

$$\begin{cases} P_w = (x, y, z, t) = P_w^{(1)} \text{ при } \Delta l \leq z \leq z_1; \\ 0, \quad z_1 < z < z_2, \\ P_w^{(2)}, \quad z_2 \leq z \leq z_0. \end{cases} \quad (6.118)$$

Осадка во времени в данном случае определится по формуле

$$S_t = S_\infty U_7. \quad (6.119)$$

Для расчета осадки кустов свай во времени при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах мягко- и текучепластичной консистенции с учетом закономерностей передачи нагрузки сваями внутри массива, структурной прочности грунта и сжимаемости поровой жидкости необходимо:

1) нанести свайный фундамент на инженерно-геологический разрез, определить параметры фундамента и выбрать расчетную схему (см. рис. 6.1);

2) найти по формуле (2.15) полную стабилизированную осадку;

3) определить по формуле (4.5) или табл. 4.2 напряжения под свайными фундаментами и на различном расстоянии от оси куста свай;

4) определить по формуле (6.61) коэффициент консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей жидкости и структурной прочности грунта сжатия;

5) решить для выбранной расчетной схемы дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации (6.60) с учетом начальных и граничных условий и определить поровое давление;

6) путем интегрирования найти площадь эпюры порового давления в активной зоне для времени t и площадь полной эпюры давлений в активной зоне свайного фундамента с учетом приложения нагрузки внутри массива и характера передачи ее через боковую поверхность и в плоскости острия свай;

7) по формулам (6.82), (6.87) определить степень консолидации для выбранной расчетной схемы;

8) определить осадку во времени по формуле (6.83) с учетом степени консолидации для данной расчетной схемы.

Для практического применения полученных решений составлены программы для каждой расчетной схемы и с помощью ЭВМ получены таблицы степеней консолидации, а на их основе — таблицы значений $N = c'_v \alpha_{kmn}^2 t$ в зависимости от приведенной глубины границы активной зоны $z_0/l = 1,6; 2,0$;

Т а б л и ц а 6.2. Значения N для вычисления осадок фундаментов как функции времени при $\nu = 0,35$

U	Значения N при z_0/l								
	1,6	2,0	2,4	1,6	2,0	2,4	1,6	2,0	2,4
	I схема			II схема			III схема		
$k_2 = 0,05$									
0,05	0,0076	0,0168	0,0207	0,0361	0,0874	0,1566	0,0064	0,0081	0,0103
0,10	0,0289	0,719	0,1058	0,0778	0,1199	0,4180	0,0179	0,0222	0,0593
0,15	0,0601	0,1516	0,2256	0,1306	0,2540	0,7583	0,0318	0,0524	0,1212
0,20	0,1015	0,2621	0,3948	0,1946	0,4265	1,1611	0,0485	0,0905	0,1985
0,25	0,1540	0,4061	0,6214	0,2696	0,6336	1,6184	0,0679	0,1373	0,2925
0,30	0,2185	0,5878	0,9132	0,3559	0,8738	2,1272	0,0900	0,1932	0,4038
0,35	0,2969	0,8104	1,2808	0,4538	1,1463	2,6880	0,1149	0,2581	0,5324
0,40	0,3908	1,0771	1,7374	0,5635	0,4514	3,3033	0,1426	0,3322	0,6786
0,45	0,5017	1,3902	2,2953	0,6855	1,7907	3,9786	0,1732	0,4157	0,8428
0,50	0,6303	1,7506	2,9621	0,8209	2,1671	4,7221	0,2072	0,5090	1,0261
0,55	0,7773	2,1610	3,7426	0,9718	2,5862	5,5463	0,2450	0,6134	1,2308
0,60	0,9447	0,6269	4,6435	1,1409	3,0562	6,4688	0,2873	0,7307	1,4608
0,65	1,1360	3,1588	5,6806	1,3331	3,5898	7,5153	0,3353	0,8640	1,7221
0,70	1,3577	3,7746	6,8855	1,5549	4,2062	8,7238	0,3908	1,0181	2,0241
0,75	1,6201	4,5036	8,3136	1,8175	4,9355	10,1531	0,4564	1,2004	2,3815
0,80	1,9414	5,3961	10,0629	2,1388	5,8280	11,9025	0,5368	1,4236	2,8188
0,85	2,3556	6,5468	12,3182	2,5531	6,9788	14,1580	0,6403	1,7112	3,3827
0,90	2,9395	8,1687	15,4971	3,1369	8,6006	17,3368	0,7863	2,1167	4,1774
0,95	3,9377	10,9413	20,9313	4,1351	11,3732	22,7711	1,0358	2,8098	5,5359
1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$k_2 = 0,25$									
0,05	0,0035	0,0168	0,0341	0,0379	0,0918	0,1657	0,0038	0,0104	0,0218
0,10	0,0208	0,0534	0,0765	0,0826	0,1296	0,4418	0,0141	0,0164	0,0460
0,15	0,0462	0,1208	0,1841	0,1393	0,2728	0,7995	0,0269	0,0443	0,1035
0,20	0,0822	0,2195	0,3350	0,2074	0,4560	1,2193	0,0424	0,0799	0,1762
0,25	0,1293	0,3509	0,5412	0,2864	0,6736	1,6903	0,0609	0,1245	0,2661
0,30	0,1888	0,5199	0,8124	0,3762	0,9225	2,2092	0,0823	0,1783	0,3738

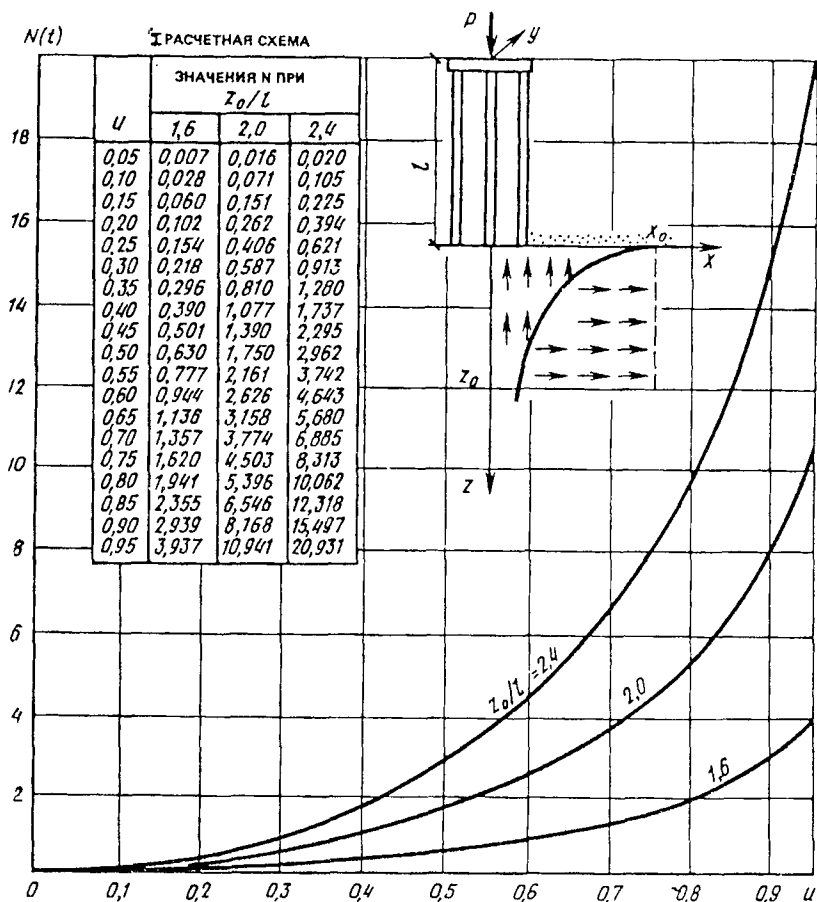
0,35	0,2622	0,7310	1,1584	0,4766	1,2015	2,7767	0,1066	0,2418	0,4988
0,40	0,3515	0,9877	1,5936	0,5880	1,5111	3,3962	0,1340	0,3148	0,6440
0,45	0,4586	1,2928	2,1315	0,7111	1,8529	4,0738	0,1644	0,3975	0,8069
0,50	0,5845	1,6480	2,7829	0,8471	2,2309	4,8187	0,1983	0,4904	0,9895
0,55	0,7300	2,0554	3,5533	0,9983	2,6507	5,6434	0,2360	0,5946	1,1938
0,60	0,8966	2,5198	4,4487	1,1676	3,1210	6,5663	0,2782	0,7118	1,4236
0,65	1,0876	3,0510	5,4833	1,3598	3,6548	7,6130	0,3263	0,8451	1,6849
0,70	1,3090	3,6666	6,6873	1,5817	4,2713	8,8215	0,3817	0,9991	0,9869
0,75	1,5714	4,3955	8,1152	1,8442	5,0005	10,2508	0,4474	1,1814	2,3442
0,80	1,8927	5,2880	9,8643	2,1655	5,8931	12,0002	0,5277	1,4046	2,7815
0,85	2,3070	6,4387	12,1197	2,5798	7,0438	14,2557	0,6313	1,6923	3,3454
0,90	2,8909	8,0606	15,2985	3,1637	8,6657	17,4346	0,7772	2,0977	4,1401
0,95	3,8890	10,8331	20,7328	4,1618	11,4383	22,8668	1,0268	2,7909	5,4987
1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

$$k_2 = 0,45$$

0,05	0,0031	0,0213	0,0458	0,0384	0,0724	0,1680	0,0025		
0,10	0,0199	0,0505	0,0722	0,0837	0,1333	0,4482	0,032	0,0157	0,0438
0,15	0,0444	0,1162	0,1762	0,1412	0,2789	0,8110	0,0256	0,0433	0,1005
0,20	0,0797	0,2118	0,3227	0,2101	0,4651	0,2352	0,0409	0,0786	0,1722
0,25	0,1260	0,3404	0,5250	0,2898	0,6853	1,7097	0,0591	0,1227	0,2610
0,30	0,1846	0,5064	0,7900	0,3801	0,9362	2,2311	0,0803	0,1763	0,3679
0,35	0,2570	0,7141	1,1308	0,4809	1,2166	2,8002	0,1045	0,2394	0,4931
0,40	0,3454	0,9680	1,5600	0,5925	1,5271	3,4207	0,1318	0,3122	0,6368
0,45	0,4518	1,2709	2,0927	0,7158	1,8695	4,0988	0,1622	0,3949	0,7994
0,50	0,5772	1,6246	2,7396	0,8519	2,2477	4,8439	0,1960	0,4860	0,9817
0,55	0,7224	2,0311	3,5072	1,0030	2,6677	5,6689	0,2336	0,5918	1,1860
0,60	0,8888	2,4951	4,4009	1,1724	3,1381	6,5918	0,2759	0,7090	1,4157
0,65	1,0779	3,0261	5,4349	1,3646	3,6719	7,6385	0,3239	0,8423	1,6770
0,70	1,3011	3,6415	6,6385	1,5865	4,2884	8,8469	0,3794	0,9963	1,9790
0,75	1,5635	4,3705	8,0663	1,8490	5,0177	10,2763	0,4450	1,1786	2,3363
0,80	1,8848	5,2630	9,8154	2,1703	5,9102	12,0258	0,5254	1,4018	2,7736
0,85	2,2991	6,4137	12,0707	2,5846	7,0610	14,2811	0,6289	1,6894	3,3375
0,90	2,8829	8,0355	15,2496	3,1685	8,6828	17,4601	0,7749	2,0949	4,1322
0,95	3,8811	10,8081	20,6839	4,1666	11,4554	22,8943	1,0244	2,7884	5,4908
1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

2,4; приведенной ширины кустов свай $k_2 = b/l = 0,05; 0,25; 0,45$; коэффициента бокового расширения $\nu = 0,2; 0,35; 0,4$; степени консолидации $U = 0,05; 0,10; \dots; 0,95$. По составленным таблицам можно определить степень консолидации в любое время, осадку во времени и время, соответствующее данной степени осадки.

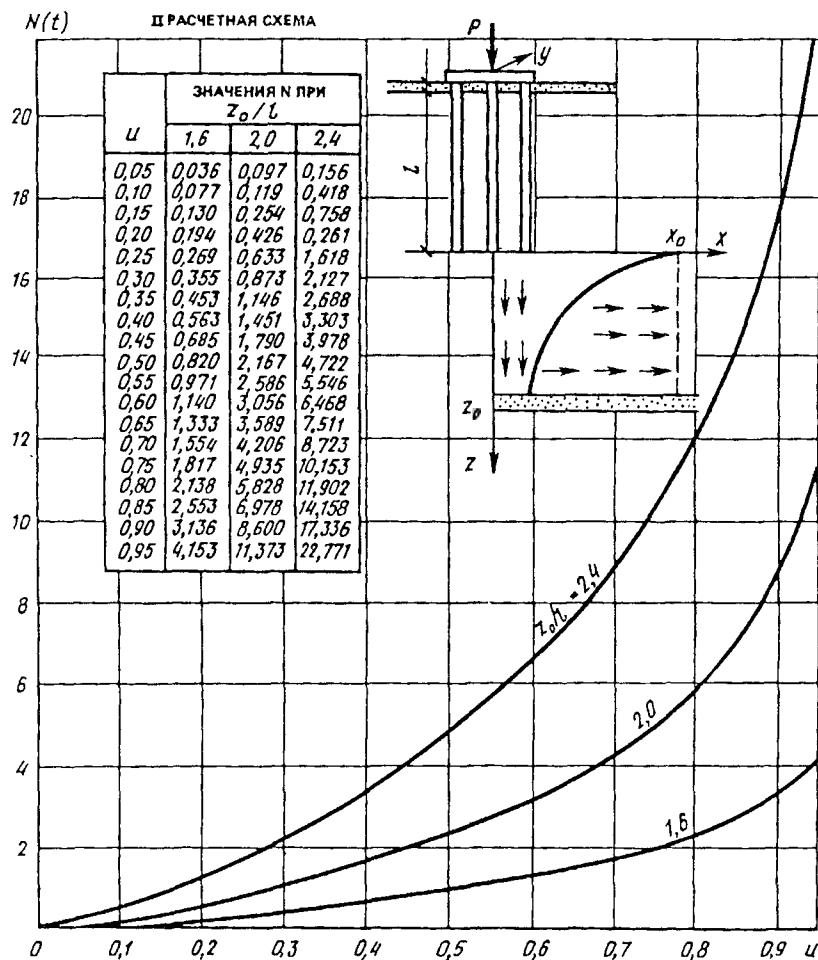
В данной работе приведены некоторые значения N для трех расчетных схем отжатия воды (табл. 6.2, рис 6.2, 6.3); вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай, вниз к границе активной зоны, в обе стороны — вверх в сторону плоскости отсрива свай и вниз к границе активной зоны. При решении задачи учтено, что в плоскости $x = 0$ ($y = 0$) отжатие воды в обе стороны по оси Ox (по оси Oy) одинаково



в силу симметрии, а при $x = x_0$ ($y = y_0$) отжатие воды вдоль оси $0x$ ($0y$) практически не происходит, если x_0 (y_0) превышает расстояние, на котором сказывается влияние свайного фундамента.

Определение величины порового давления в активной зоне фундаментов, соответствующего любому промежутку времени t от начала нагружения, производится по формулам (6.79), (6.85), (6.90), (6.95), (6.98), (6.103), (6.108), (6.112), (6.115). На рис. 6.4—6.6 построены графики коэффициентов порового давления α_w .

При определении осадок кустов свай в любой промежуток



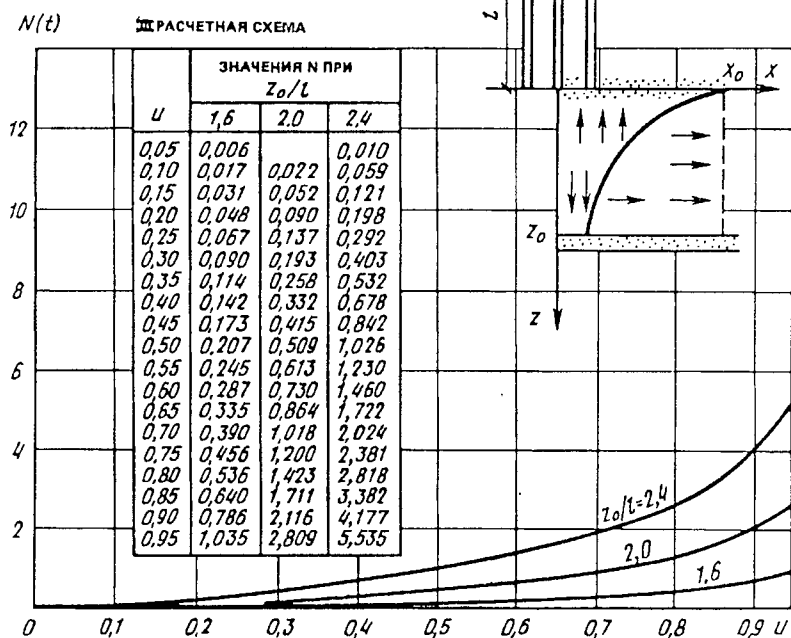


Рис. 6.2. Зависимости степени консолидации от времени $N(t)$ для I (а) и II (б) расчетных схем при мощности активной зоны $z_0/l = 1,6; 2,0; 2,4$; $\nu = 0,35$; $k_2 = 0,05$; $k_1/k_2 = 1$

времени t от начала загрузки вычисляют соответствующее значение N для данной расчетной схемы по формуле

$$N = \alpha_{kmn}^2 c_u' t, \quad (6.120)$$

где α_{kmn}^2 — коэффициент, имеющий размерность $1/\text{см}^2$.

Расчет степени консолидации U показал, что в выражениях для α_{kmn}^2 [формулы (6.75), (6.85а), (6.90а), (6.95а), (6.99), (6.104), (6.113), (6.116)] множители k и m принимают только нулевые значения. Следовательно, в формулах для α_{kmn}^2 два первых слагаемых обращаются в нуль. Для практических расчетов следует применять значения α_{kmn}^2 , которое для разных расчетных схем соответственно равны:

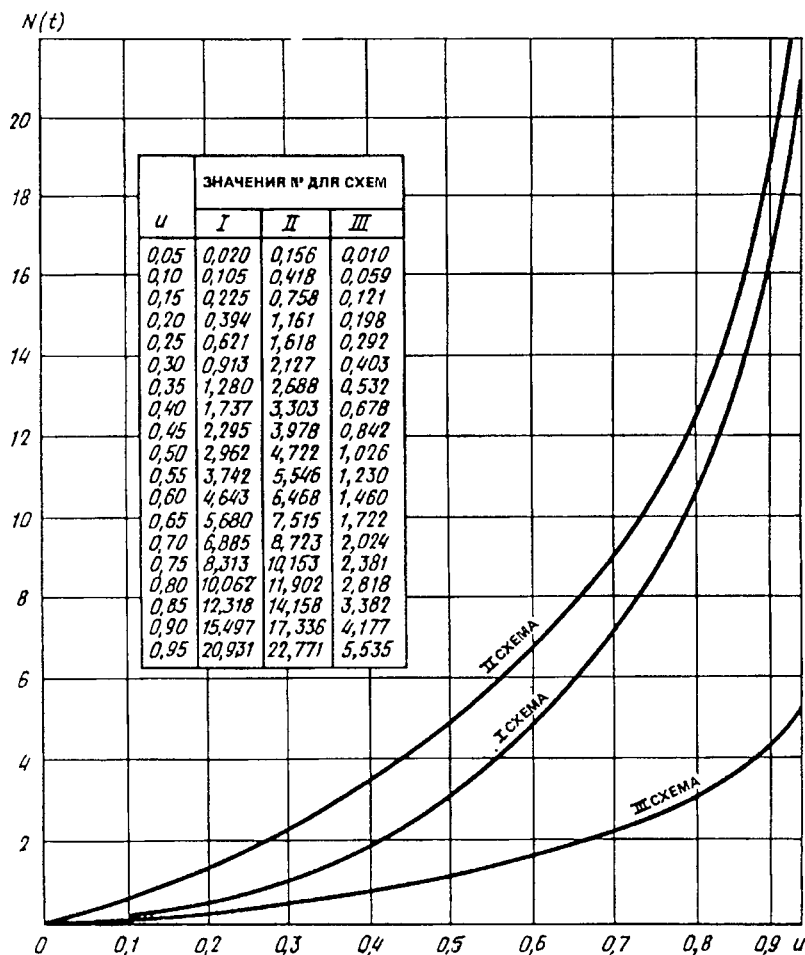


Рис. 6.3. Кривые зависимости степени консолидации от времени $N(t)$ для расчетных схем I, II, III при $\nu = 0,35$; $k_2 = 0,05$; $k_1/k_2 = 1$

$$\alpha_{I, II}^2 = \frac{\alpha_{oon}^2}{(2n+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - l)^2}; \quad (6.121)$$

$$\alpha_{III}^2 = \frac{\alpha_{oon}^2}{n^2} = \frac{\pi^2}{(z_0 - l)^2}; \quad (6.122)$$

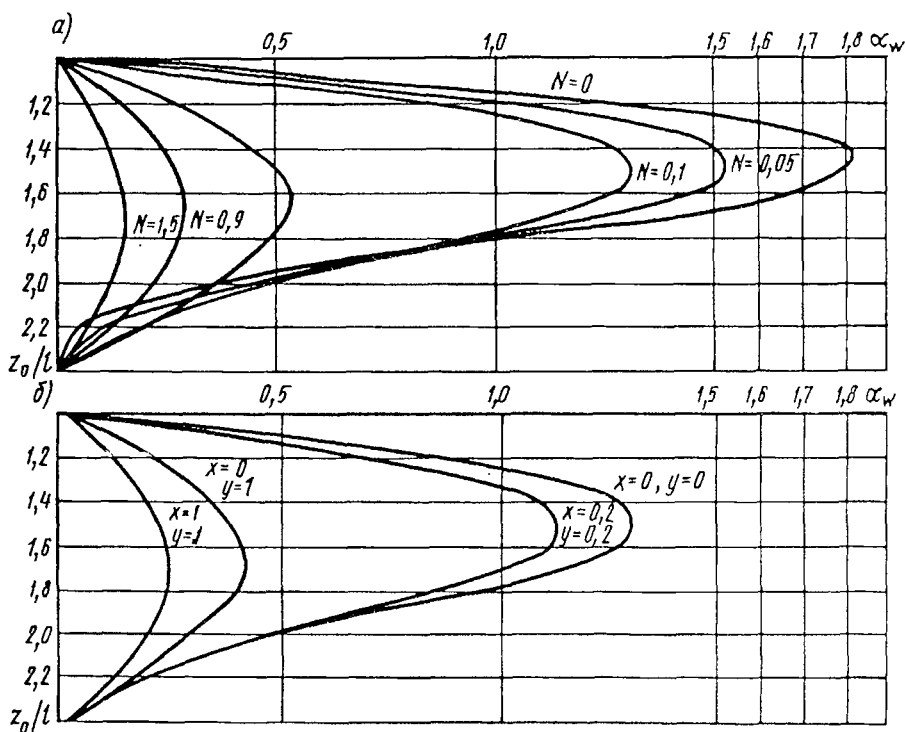


Рис. 6.4. Изменение компоненты w в зависимости от времени $N(t)$ (а) и с увеличением расстояния от оси фундамента при $\alpha = 0,35$; $k_1/k_2 = 1$; $k_2 = 0,45$; $z_0/l = 2,4$ при отжатии воды в сторону острия свай и к границе активной зоны (б)

$$\alpha_{IV}^2 = \frac{\alpha_{oon}^2}{(2n+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - \Delta l)^2}; \quad (6.123)$$

$$\alpha_V^2 = \frac{\alpha_{oon}^2}{n^2} = \frac{\pi^2}{(z_0 - \Delta l)^2}, \quad (6.124)$$

для активной зоны выше водоносного слоя схемы УІ

$$\alpha_{VI}^2 = \frac{\alpha_{oon}^2}{(2n+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_1 - l)^2}; \quad (6.125)$$

для активной зоны ниже водоносного слоя схемы УІ

$$\alpha_{VI}^2 = \frac{\alpha_{oon}^2}{(2n+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - z_2)^2}; \quad (6.126)$$

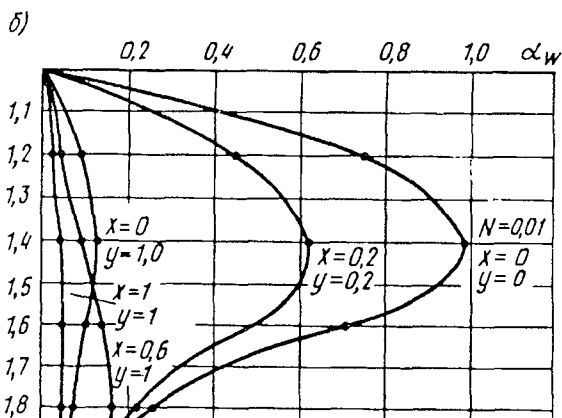
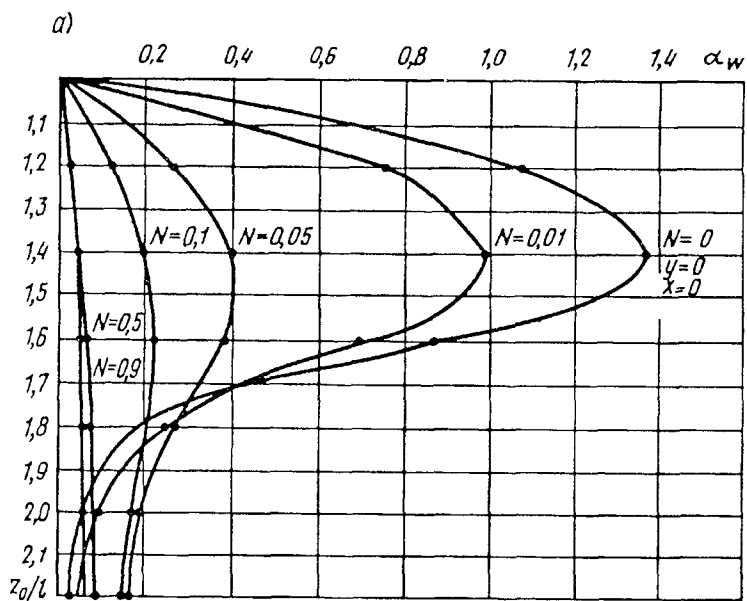


Рис. 6.5. Изменение компоненты α_w в зависимости от времени (а) и с увеличением расстояния от оси фундамента при $\nu = 0,35$; $b/l = 0,05$; $a/b = 1$; $z_0/l = 2,4$ при отжатии воды к плоскости острия свай (б)

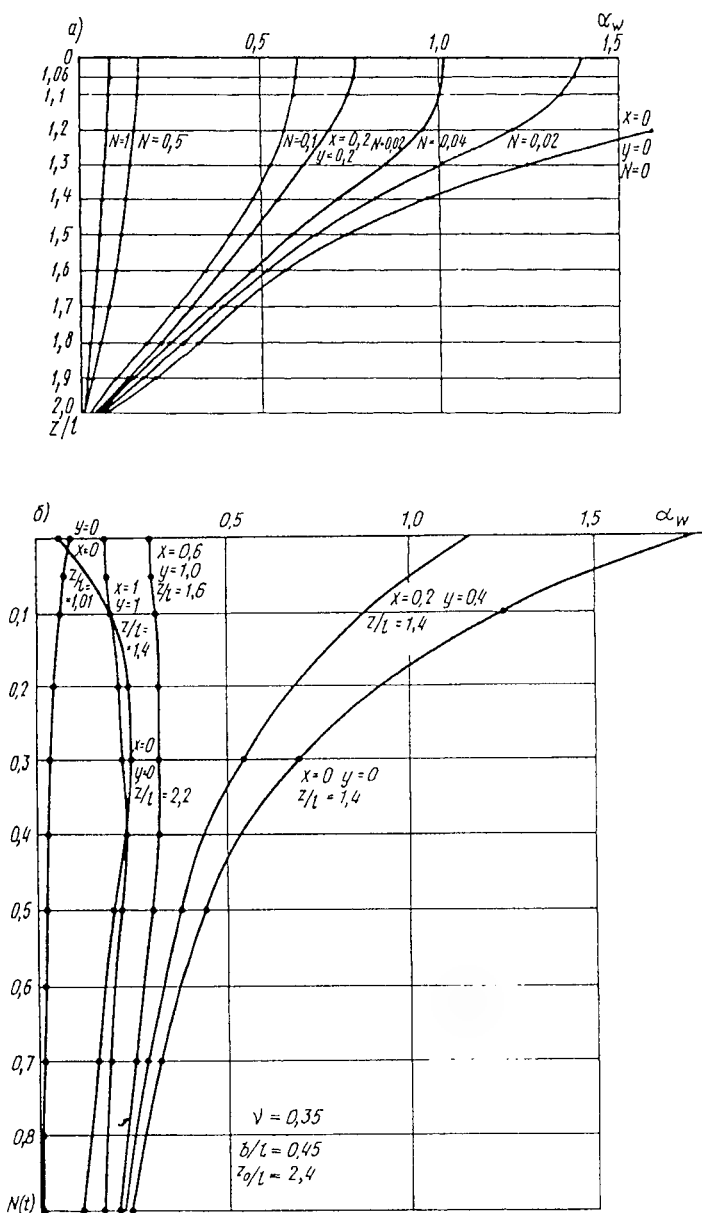


Рис. 6.6. Изменение компоненты порового давления α_w в зависимости от показателя N под центром фундамента при $\nu = 0,35$; $k_2 = 0,05$; $k_1/k_2 = 1,2$ и на расстоянии от оси ($x/t = 0,2$; $y/t = 0,2$) при отжатии воды к границе активной зоны (а) и на различной глубине и при различном расстоянии от оси фундамента с изменением $N(t)$ (б)

для активной зоны выше водоносного слоя схемы УП

$$\alpha_{\text{ВП}}^2 = \frac{\alpha_{\text{ооП}}^2}{n^2} = \frac{\pi^2}{(z_1 - \Delta l)^2}; \quad (6.127)$$

для активной зоны ниже водоносного слоя схемы УП

$$\alpha_{\text{ВП}}^2 = \frac{\alpha_{\text{ооП}}^2}{(2n+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - z_2)^2}, \quad (6.128)$$

где n — положительное целое число, учтенное при определении коэффициента α_w ; l — длина свай, см; z_0 — нижняя граница сжимаемой толщи, см; Δl — толщина песчаной подготовки под ростверком, см; z_1 и z_2 — соответственно расстояние от поверхности до кровли и почвы водоносного слоя, см; t — время, годы; c_v' — коэффициент консолидации, определяемый по формуле (6.61), см²/год.

Зная величину N , находим по табл. 6.1 значение степени консолидации, а по ней и осадку в данный промежуток времени.

6.4. РЕШЕНИЕ ПЛОСКОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ГРУНТОВ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

Ниже приведены результаты решения плоской задачи теории фильтрационной консолидации для определения осадок ленточных свайных фундаментов во времени с учетом глубины приложения нагрузки и характера передачи ее через боковую поверхность свайного фундамента и в плоскости острия свай, длины свай и ширины фундамента, коэффициента бокового расширения грунта, сжимаемости поровой жидкости и структурной прочности грунта при сжатии.

Для плоской задачи дифференциальное уравнение теории фильтрационной консолидации (В.А. Флорин, 1961) с учетом сжимаемости газосодержащей жидкости и структурной прочности грунта можно записать в виде

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma_B} \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\delta_{0П}^I k_w^k \phi (1 + \xi_0) E}{2\gamma_B} \nabla^2 H, \quad (6.129)$$

где H — действующий напор воды в рассматриваемом сечении, равный

$$H = P_w / \gamma_v \text{ или } H = \frac{P - P_z}{\gamma_b};$$

P_w — поровое давление, равное $P - P_z$ при $P_w = 0$; $P_z = P$; P — полное давление в грунтовой массе, определяемое с учетом глубины приложения нагрузки по формуле (4.25); P_z — давление в скелете грунта; γ_v — объемная масса газосодержащей жидкости; t — время; θ — сумма главных напряжений в рассматриваемой точке; $\delta'_{оп}$ — коэффициент начального порового давления, равный P_w^0/P ; P_w^0 — поровое давление в начальный момент загрузки при $t = 0$ (Н.А. Цытович и др., 1967); для грунтов, обладающих структурной прочностью сжатия, $\delta'_{оп} = \frac{P - P_{стр}}{P}$ ($P_{стр}$ — структурная прочность при сжатии); k_ϕ — коэффициент фильтрации; E — модуль деформации грунта; $\xi_0 = \frac{\psi_1}{1 - \psi_1}$ — коэффициент бокового давления грунта; ψ_1 — коэффициент бокового расширения грунта; $\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$ — оператор Лапласа; x, z — координаты рассматриваемой точки; k_w — коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости.

Относительная деформация скелета грунта

$$e_{ск} = \frac{\beta}{E} (P - P_w). \quad (6.130)$$

Относительная деформация поровой воды при водонасыщенном грунте

$$e_w = \frac{1}{E_w} P_w n, \quad (6.131)$$

где n — пористость грунта; P_w — поровое давление: для грунтов, обладающих структурностью, $P_w = \delta'_{оп} P$ или $P_w = P - P_{стр}$; E_w — модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости, принимаемый по графику работы (Konning H, 1963) или, при степени водонасыщения 0,95—0,99, — по формуле З.Г. Тер-Мартirosяна (1965):

$$E_w = \frac{P_a}{1 - I_b}; \quad (6.132)$$

P_a — атмосферное давление; I_b — коэффициент водонасыщения грунта.

В связи с малой точностью определения коэффициента водонасыщения грунта Б.И. Далматов предлагает коэффициент объемной сжимаемости газосодержащей поровой воды (при $I_b = 0,9 - 0,99$) определять по формуле

$$a_w = e_w / n P_w. \quad (6.133)$$

Заменив коэффициент сжимаемости a_w модулем объемного сжатия газосодержащей жидкости E_w , получим

$$E_w = n P_w / e_w. \quad (6.134)$$

Для определения e_w образец грунта испытывается в специально разработанном приборе (Б.И. Далматов, Нгуен Ван Куанг, 1971).

Принимая для начального момента $e_{ск} = e_w$, получаем

$$\frac{\beta}{E} (P - P_w) = \frac{P_w n}{E_w}, \quad (6.135)$$

откуда

$$P_w = \frac{\rho \beta}{\beta + \frac{En}{E_w}}. \quad (6.136)$$

Обозначим

$$\frac{\beta}{\beta + \frac{En}{E_w}} = k_w, \quad (6.137)$$

тогда уравнение (6.131) с учетом (6.136) и (6.137) примет вид

$$e_w = \frac{P_n k \phi}{E_w}. \quad (6.138)$$

Мгновенная осадка, возникающая от сжимаемости газосодержащей жидкости в слое мощностью h , равна:

$$S_w = \frac{P_n k \phi h}{E_w}. \quad (6.139)$$

При работе свайных фундаментов в реальных грунтовых условиях могут быть различные случаи отжатия воды из пор грунта активной зоны: вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай, вниз к границе активной зоны, вверх в сторону ростверка, в обе стороны, в водоносный слой внутри активной зоны и др. Отжимаемая вода перемещается также вдоль оси x . Основные расчетные схемы приведены на рис. 6.1.

При постоянном значении главных напряжений в рассматриваемой точке уравнение фильтрационной консолидации для плоской задачи можно представить в виде

$$\frac{dP_w}{dt} = c'_v \left(\frac{\partial^2 P_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2} \right), \quad (6.140)$$

где c'_v — коэффициент консолидации с учетом сжимаемости газосодержащей жидкости и структурной прочности грунта сжатию:

$$c'_v = \frac{k_\Phi E \delta'_{0n} (1 + \xi_0)}{2\gamma_B \left(\beta + \frac{E_n}{E_w} \right)} \quad (6.141)$$

При отсутствии структурной прочности грунта сжатию и без учета сжимаемости газосодержащей жидкости

$$c'_v = \frac{k_\Phi E (1 + \xi_0)}{2\gamma_B \beta} \quad (6.142)$$

Начальные условия для решения различных задач будут одинаковыми: при $t = 0$ с учетом структурной прочности и сжимаемости газосодержащей жидкости поровое давление

$$P_w|_{t=0} = P_{(z, x)} \delta'_{0n} k_w, \quad (6.143)$$

а при отсутствии структурной прочности грунта при сжатии и без учета сжимаемости газосодержащей жидкости

$$P_w|_{t=0} = P_{(z, x)}, \quad (6.144)$$

где $P(z, x)$ — полное давление в грунтовой массе активной зоны ленточных свайных фундаментов, определяемое с учетом параметров фундамента, передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, коэффициента бокового расширения грунта по формуле (4.25):

$$P(z, x) = \frac{P}{\pi t} \alpha_\pi.$$

При расчете осадок во времени учтено, что эпюра напряжений в активной зоне ленточных свайных фундаментов имеет криволинейный характер.

Рассмотрим решение основных задач.

I. Отжатие воды вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай. Граничные условия: в плоскости острия свай поровое давление равно нулю, а на нижней границе активной зоны отжатие воды не происходит:

$$P_w|_{z=l} = 0; \quad \frac{\partial p_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0, \quad (6.145)$$

где l — длина свай; z_0 — нижняя граница сжимаемой толщи грунта.

В плоскости $x = 0$ отжатие воды в обе стороны по оси одинаково в силу симметрии, а при $x = x_0$ отжатия воды вдоль оси практически не происходит, если x_0 превышает расстояние, на котором сказывается влияние свайного фундамента:

$$\frac{\partial \rho_{\omega}}{\partial x}|_{x=0} = \frac{\partial \rho_{\omega}}{\partial x}|_{x=x_0} = 0. \quad (6.146)$$

Экспериментальные исследования показали, что расстояние, на котором сказывается влияние ленточных свайных фундаментов, зависит от числа рядов свай, их длины, действующей нагрузки, грунтовых условий и находится в пределах $-\frac{l}{2} l$, поэтому для практических расчетов эти величины можно брать в качестве x_0 (см. рис. 6.1).

Дифференциальное уравнение (6.140) с учетом начальных (6.143) и (6.144) и граничных (6.145) и (6.146) условий решаем методом разделения переменных:

$$P_{w(x, z, t)} = U_{(x, z)} T_{(t)}. \quad (6.147)$$

Подставляя (6.147) в дифференциальное уравнение (6.140), получим (см., например, И.Г. Петровский, 1961)

$$\frac{\tau'_t}{c'_v T} = \frac{\Delta u}{u} = -\lambda, \quad (6.148)$$

где

$$T'_t + \lambda c'_v T = 0; \quad (6.149)$$

$$\Delta u + \lambda u = 0. \quad (6.150)$$

Решение уравнения (6.149) имеет вид

$$T = C e^{-\lambda c'_v t}. \quad (6.151)$$

Уравнение (6.150) решаем методом разделения переменных:

$$u_{(x, z)} = X_{(x)} Z_{(z)}. \quad (6.152)$$

Подставим (6.152) в уравнение (6.150), тогда

$$Z X''_x + X Z_z (P + \eta) x z = 0, \quad (6.153)$$

где

$$Z X''_x + P x z = 0;$$

$$X Z''_z + \eta x z = 0; \quad (6.154)$$

$$P + \eta = \lambda.$$

Решая уравнение (6.154), получим

$$x_n = B_n \cos \frac{\gamma_n}{x_0} x; \quad (6.155)$$

$$z_m = k_m \sin \frac{(2m+1)\gamma(z-l)}{2(z_0-l)}; \quad (6.156)$$

$$\lambda_{m,n} = \left[\frac{n\pi}{x_0} \right]^2 + \frac{(2m+1)\pi}{2(z_0-l)}. \quad (6.157)$$

Обозначим $B_n k_m = A_{m,n}$,

$$U_{m,n} = A_{m,n} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l). \quad (6.158)$$

Формула (6.147) с учетом (6.151) и (6.158) примет вид

$$P_{w,m,n} = C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l), \quad (6.159)$$

где $C_{m,n} = CA_{m,n}$.

В общем виде формулу для определения порового давления в активной зоне при отжатии воды в сторону плоскости острия свай можно записать так:

$$P_w(x, z, t) = \sum_{m,n}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l). \quad (6.160)$$

Коэффициенты $C_{m,n}$ находим из начального условия: при $t = 0$

$$P_w = P_{(x,z)} \delta_{on} k_w,$$

тогда

$$\sum_{m,n} C_{m,n} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) = P_{(x,z)} \delta_{on} k_w, \quad (6.161)$$

Умножим обе части равенства (6.161) на

$$\cos \frac{k\pi}{x_0} x \sin \frac{2i+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l)$$

и проинтегрируем по x в пределах от 0 до x_0 и по z в пределах от l до z_0 . Могут быть два случая:

1) $k \neq n, i \neq m$, тогда

$$\int_0^{x_0} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \cos \frac{k\pi}{x_0} x dx \int_l^{z_0} \sin \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) \sin \frac{2i+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dz = 0;$$
(6.162)

2) $k = n, i = m$, тогда

$$\int_0^{x_0} \cos^2 \frac{n\pi}{x_0} x dx \int_l^{z_0} \sin^2 \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dz = \frac{x_0(z_0-l)}{4},$$

при $n = 0$

$$\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \sin^2 \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dz = \frac{x_0(z_0-l)}{2};$$
(6.163)

$$C_{n,m} = \frac{4}{x_0(z_0-l)} \int_0^{x_0} \int_l^{z_0} P(x,z) \delta_{on} k_w \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dx dz.$$
(6.164)

По формуле (6.164) можно вычислить значения $C_{m,n}$ при различных m и n .

С учетом (6.157) и (6.164) формула для порового давления от единичной относительной нагрузки примет вид

$$P_w(x, z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} x \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \sin \frac{(2m+1)\pi(z-l)}{2(z_0-l)}.$$
(6.165)

С целью обеспечения большей точности при определении порового давления взято 50 слагаемых ряда. Однако анализ показал, что для практических расчетов достаточно 10 слагаемых ряда (значения отличаются на 1%).

Коэффициенты $C_{m,0}$ определены при $m = 0; 1, 2; 3; 4 \dots 10$, а коэффициенты $C_{m,n}$ — при $m = 0; 1; 2; 3; 4; 5; n = 1; 2; 3; 4; 5$ для различных значений приведенной ширины свайного фундамента $d_0/l = \beta$, коэффициента бокового расширения

грунта ν , приведенной глубины расположения границы активной зоны $z_0/l = H$.

Для определения порового давления в активной зоне составлены таблицы значений

$$\sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c'_v t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c'_v t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \times \\ \times \sin \frac{(2m+1)\pi(z-l)}{2(z_0-l)} = \alpha_w; \quad (6.166)$$

$$N = \lambda c'_v t. \quad (6.167)$$

В табл. 6.3 приведены значения α_w при $\nu = 0,35$; $\beta = 0,1$.

Для практического пользования формула для определения порового давления приведена к виду

$$P_{w(x, z, t)} = \frac{P}{\pi l} \alpha_w \delta'_{on} k_w, \quad (6.168)$$

где P — нагрузка на ленточный свайный фундамент, Н/см; l — длина свай, см; δ'_{on} — коэффициент начального порового давления; k_w — коэффициент, учитывающий сжимаемость газосодержащей жидкости.

Для определения порового давления в активной зоне свайного фундамента в любое время после приложения внешней нагрузки находим для данного времени t значение N по формуле (6.167). По величине N определяем коэффициент α_w для конкретного случая. Поровое давление определяется по формуле (6.168).

Степень консолидации грунта можно получить, взяв отношение площади эпюры давления в скелете грунта $P_{(z, x)}$ для момента времени t к площади полной эпюры давления:

$$U_1 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} P_{w(x, z, t)} dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \frac{P}{\pi l} \alpha_n(z, x) dz} = 1 -$$

$$x_0 \quad z_0, \rho$$

$$\int_0^1 dx \int_0^1 \frac{1}{\pi l} \alpha_n(z, x) dz$$

$$x e^{-\lambda_{n, m} c_v' t} \cos \frac{n \pi x}{x_0} \sin \frac{2m+1}{2(z_0-1)} \pi(z-1) dz$$

$$(6.169)$$

$$x_0 \quad z_0 \quad \rho$$

$$\int_0^1 dx \int_0^1 \frac{1}{\pi l} \alpha_n(z, x) dz$$

$$S_l = S_\infty U = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 U_1, \quad (6.170)$$

II. Отжатие воды вниз к границе активной зоны. Граничные условия: в плоскости острия свай отжатия воды не происходит, а на границе активной зоны поровое давление равно нулю:

$$\left. \frac{\partial P_w}{\partial z} \right|_{z=1} = 0; \quad \left. P_w \right|_{z=z_0} = 0. \quad (6.171)$$

Решая дифференциальное уравнение (6.140) для каждого случая, получим формулу для определения порового давления

$$P_w(x, z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{c_{0,m}}{2} e^{-\lambda_{0,m} c'_v t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{n,m} e^{-\lambda_{n,m} c'_v t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \cos \frac{2m+1}{2} \left(\frac{z_0}{l} - \bar{t} \right) - \pi(z-t), \quad (6.172)$$

235

Т а б л и ц а 6.3. Значения коэффициента α_w для определения порового давления в активной зоне ленточных свайных фундаментов при $\nu = 0,35$; $\beta = 0,1$

z/L	Значения α_w при N_1							
	0,1	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8
$x = 0$ и $H = 1,6$								
1,01	0,1086	0,0384	0,0215	0,0134	0,0086	0,0056	0,0037	0,0025
1,05	0,5334	0,191	0,1072	0,0665	0,0427	0,0279	0,0184	0,0123
1,1	0,0102	0,3773	0,2125	0,132	0,0847	0,0553	0,0365	0,0243
1,2	1,6486	0,7181	0,4103	0,155	0,1636	0,1069	0,0706	0,0469
1,4	1,8131	1,1932	0,7094	0,4417	0,2833	0,1851	0,1223	0,0813
1,6	1,6831	1,3487	0,8185	0,51	0,3272	0,2138	0,1412	0,0939
$x = 0$ и $H = 2$								
1,01	0,0496	0,0165	0,0096	0,0063	0,0042	0,0028	0,0019	0,0013
1,05	0,2465	0,0825	0,0482	0,0317	0,0212	0,0142	0,0095	0,0064
1,1	0,4832	0,1643	0,0961	0,0632	0,0422	0,0283	0,019	0,0127
1,2	0,8934	0,3227	0,1898	0,1248	0,0834	0,0559	0,0374	0,0251
1,4	0,3465	0,6015	0,3607	0,2375	0,1586	0,1063	0,0712	0,0477
1,6	1,3935	0,8068	0,4959	0,3268	0,2183	0,1462	0,098	0,0657
1,8	1,3074	0,9285	0,5825	0,3842	0,2566	0,1719	0,1152	0,0772
2,0	1,2635	0,9688	0,6123	0,4039	0,2698	0,1808	0,1212	0,0812
$x = 0$ и $H = 2,4$								
1,01	0,0288	0,0099	0,0062	0,0041	0,0028	0,0019	0,0012	0,0008
1,05	0,1436	0,0496	0,0308	0,0206	0,0138	0,0093	0,0062	0,0042
1,1	0,2843	0,099	0,0615	0,0411	0,0276	0,0185	0,0124	0,0083
1,2	0,5458	0,1961	0,1223	0,0817	0,0548	0,0267	0,0246	0,0165
1,4	0,9347	0,3782	0,2383	0,1593	0,1068	0,0716	0,048	0,0322
1,6	1,1135	0,5348	0,3423	0,229	0,1535	0,1029	0,069	0,0462
1,8	1,1358	0,6585	0,4289	0,2871	0,1925	0,129	0,0865	0,058
2,0	1,0899	0,7463	0,4939	0,3309	0,2218	0,1487	0,0997	0,0668
2,2	1,0416	0,7981	0,5342	0,358	0,24	0,1609	0,1078	0,0723
2,4	1,0226	0,8152	0,5478	0,3672	0,2462	0,165	0,1106	0,0741

$$x = 0,2 \text{ и } H = 1,6$$

1,01	0,0961	0,0364	0,0203	0,0131	0,0085	0,0056	0,0037	0,0025
1,05	0,4724	0,1813	0,1039	0,0653	0,0422	0,0277	0,0184	0,0122
1,1	0,8963	0,3582	0,2059	0,1295	0,0837	0,055	0,0364	0,0242
1,2	1,473	0,6819	0,3975	0,2502	0,1618	0,1062	0,0703	0,0468
1,4	1,6555	1,1338	0,6874	0,4344	0,2802	0,1839	0,1218	0,0811
1,6	1,5552	1,282	0,7931	0,5004	0,3236	0,2124	0,1407	0,0937

$$x = 0,2 \text{ и } H = 2$$

1,01	0,0466	0,0162	0,0096	0,0063	0,0042	0,0028	0,0019	0,0013
1,05	0,2314	0,081	0,048	0,0317	0,0212	0,0142	0,0095	0,0064
1,1	0,4538	0,1613	0,0957	0,0631	0,0422	0,0283	0,019	0,0127
1,2	0,84	0,3167	0,189	0,1247	0,0834	0,0559	0,0374	0,0251
1,4	0,2711	0,5904	0,3592	0,2373	0,1586	0,1062	0,0712	0,0477
1,6	1,3232	0,7921	0,494	0,3265	0,2183	0,1462	0,098	0,0657
1,8	1,2482	0,9118	0,5802	0,3839	0,2566	0,1719	0,1152	0,0772
2,0	1,2091	0,9509	0,6099	0,4036	0,2698	0,1808	0,1212	0,0812

$$x = 0,2 \text{ и } H = 2,4$$

1,01	0,0277	0,0099	0,0062	0,0041	0,0028	0,0019	0,0012	0,0008
1,05	0,1379	0,0494	0,0308	0,0206	0,0138	0,0093	0,0062	0,0042
1,1	0,273	0,0986	0,0615	0,0411	0,0276	0,0185	0,0124	0,0083
1,2	0,5243	0,1954	0,1223	0,0817	0,0548	0,0367	0,0246	0,0165
1,4	0,8991	0,3768	0,2383	0,1593	0,1068	0,0716	0,048	0,0322
1,6	1,0737	0,5328	0,3422	0,229	0,1535	0,1029	0,069	0,0462
1,8	1,0987	0,6561	0,4288	0,2871	0,1924	0,129	0,0865	0,058
2,0	1,058	0,7436	0,4938	0,3309	0,2218	0,1487	0,0997	0,0668
2,2	1,0139	0,7954	0,5341	0,358	0,24	0,1609	0,1078	0,0723
2,4	0,9965	0,8124	0,5477	0,3672	0,2462	0,165	0,1106	0,0741

$$x = 0,4 \text{ и } H = 1,6$$

1,01	0,0731	0,0314	0,0191	0,0124	0,0082	0,0055	0,0036	0,0024
1,05	0,3598	0,1563	0,0951	0,0621	0,041	0,0272	0,0182	0,0122
1,1	0,685	0,3088	0,1886	0,123	0,0813	0,0541	0,0361	0,0241
1,2	1,1403	0,5884	0,3642	0,2377	0,1571	0,1044	0,0696	0,0466
1,4	1,3333	0,98	0,6297	0,4117	0,272	0,1809	0,1206	0,0807
1,6	1,2709	1,1092	0,7266	0,4754	0,3141	0,2088	0,1393	0,0932

z/λ	Значения α_w при N_1							
	0,1	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8

 $x = 0,4$ и $H = 2$

1,01	0,039	0,0154	0,0095	0,0063	0,0042	0,0028	0,0019	0,0013
1,05	0,1959	0,077	0,0475	0,0316	0,0212	0,0142	0,0095	0,0064
1,1	0,3305	0,1533	0,0947	0,063	0,0422	0,0283	0,019	0,0127
1,2	0,7063	0,3011	0,1811	0,1245	0,0833	0,0559	0,0374	0,0251
1,4	1,0805	0,5614	0,3555	0,2368	0,1585	0,1062	0,0712	0,0477
1,6	1,1427	0,7536	0,4888	0,3528	0,2182	0,1462	0,098	0,0657
1,8	1,0941	0,8679	0,5741	0,383	0,2555	0,1719	0,1152	0,0772
2,0	1,0633	0,9053	0,6035	0,4027	0,2697	0,1807	0,1212	0,0812

 $x = 0,4$ и $H = 2,4$

1,01	0,0247	0,0098	0,0062	0,0041	0,0028	0,0019	0,001	0,0007
1,05	0,1229	0,0489	0,0308	0,0206	0,0138	0,0093	0,0062	0,0042
1,1	0,2433	0,0977	0,0615	0,0411	0,0276	0,0185	0,0124	0,0083
1,2	0,4679	0,1935	0,1222	0,0817	0,0548	0,0367	0,0246	0,0165
1,4	0,8058	0,3732	0,2382	0,1593	0,1068	0,0716	0,048	0,0322
1,6	0,9692	0,5278	0,3421	0,229	0,1535	0,1029	0,069	0,0462
1,8	0,0012	0,65	0,4286	0,2871	0,1925	0,129	0,0865	0,058
2,0	0,9739	0,7368	0,4936	0,3309	0,2218	0,1487	0,0997	0,0668
2,2	0,9408	0,7881	0,5339	0,358	0,24	0,1609	0,1078	0,0723
2,4	0,9274	0,805	0,5475	0,3672	0,2462	0,1650	0,1106	0,0741

 $x = 0,6$ и $H = 1,6$

1,01	0,0527	0,0253	0,0169	0,0116	0,0079	0,0054	0,0036	0,0024
1,05	0,2593	0,1258	0,0844	0,058	0,0395	0,0267	0,018	0,0121
1,1	0,4947	0,2487	0,1673	0,115	0,0788	0,0529	0,0356	0,024

1,2	0,8308	0,4741	0,323	0,2222	0,1512	0,1022	0,0688	0,0463
1,4	0,9997	0,7918	0,5585	0,3849	0,1619	0,1771	0,1192	0,0801
1,6	0,9762	0,8973	0,6444	0,4444	0,3024	0,1678	0,1129	0,0901

$x = 0,6$ и $H = 2$

1,01	0,0301	0,0144	0,0094	0,0063	0,0042	0,0028	0,0019	0,0013
1,05	0,1496	0,072	0,0469	0,0315	0,0211	0,0142	0,0095	0,0064
1,1	0,2938	0,1434	0,0935	0,0628	0,0422	0,0283	0,019	0,0127
1,2	0,5474	0,2817	0,1846	0,1241	0,0823	0,0558	0,0374	0,0251
1,4	0,8501	0,5256	0,3509	0,2361	0,1584	0,1062	0,0712	0,0477
1,6	0,9191	0,706	0,4824	0,325	0,2181	0,1462	0,098	0,0657
1,8	0,9888	0,8135	0,5667	0,382	0,2564	0,1719	0,1152	0,0772
2,0	0,8837	0,8488	0,5956	0,4018	0,2695	0,1807	0,1211	0,0812

$x = 0,6$ и $H = 2,4$

1,01	0,021	0,0097	0,0062	0,0041	0,0028	0,0019	0,0012	0,0008
1,05	0,1044	0,0484	0,0308	0,0206	0,0138	0,0093	0,0062	0,0042
1,1	0,2068	0,0965	0,0615	0,0337	0,0226	0,0185	0,0124	0,0083
1,2	0,3982	0,1912	0,1222	0,0817	0,0548	0,0367	0,0246	0,0165
1,4	0,6903	0,3688	0,2381	0,1593	0,1068	0,0716	0,048	0,0322
1,6	0,8393	0,5216	0,3419	0,229	0,1535	0,1029	0,069	0,0462
1,8	0,8795	0,6425	0,4284	0,2871	0,1925	0,129	0,0865	0,058
2,0	0,8685	0,7283	0,4934	0,3308	0,2218	0,1487	0,0997	0,0668
2,2	0,8489	0,7792	0,5336	0,351	0,2400	0,1609	0,1078	0,0723
2,4	0,8406	0,7959	0,5472	0,3672	0,2462	0,165	0,1106	0,0741

$$C_{m,n} = \frac{4}{x_0 z_0} \int_0^{x_0} \cos \frac{n\pi}{x_0} x dx \int_l^{z_0} P_{(z,x)} \delta_{on}^l k_w \cos \frac{2m+1}{2(z_2-l)} \pi(z-l) dz. \quad (6.173)$$

Степень консолидации грунта при сжатии воды вниз к границе активной зоны определяется по формуле

$$U_2 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{0,m}}{2} e^{-\lambda_{0,m} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{n,m} e^{-\lambda_{n,m} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \cos \frac{2m+1}{2(z_0-l)} \pi(z-l) dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \frac{P}{\pi l} \alpha_n(z,x) dz} \rightarrow \dots \quad (6.174)$$

Формула для определения осадки свайных фундаментов во времени при отжатии воды вниз аналогична формуле (6.170):

$$S_t = S_{\infty} U_2. \quad (6.175)$$

III. Отжатие воды в обе стороны: вверх в сторону плоскости острия свай и вниз к границе активной зоны. Граничные условия: на границах активной зоны поровое давление

$$P_w|_{z=l} = P_w|_{x=x_0} = 0 \quad (6.176)$$

и соблюдается условие (6.146).

Решая дифференциальное уравнение (6.140) для данного случая, получим формулу для определения порового давления

$$P_{w(x,z,t)} = \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{C_{0,m}}{2} e^{-\lambda_{0,m} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{n,m} e^{-\lambda_{n,m} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \sin \frac{m\pi(z-l)}{z_0-l}, \quad (6.177)$$

где

$$\lambda_{n,m} = \left(\frac{n\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{z_0-l} \right)^2; \quad (6.178)$$

$$C_{m,n} = \frac{4}{x_0 z_0} \int_0^{x_0} \cos \frac{n\pi}{x_0} x dx \int_l^{z_0} P(x,z) \delta_{on}^i k_w \cos \frac{m\pi}{z_0} (z-l) dz. \quad (6.179)$$

Степень консолидации грунта при отжатии воды вверх в сторону плоскости острия свай и вниз к границе активной зоны равна

$$U_3 = \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{0,m}}{2} e^{-\lambda_{0,m} c_v^i t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v^i t} \cos \frac{n\pi}{x} \right] x \sin \frac{m\pi(z-l)}{z_0} dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} -\frac{P}{\pi l} - \alpha_n(z,x) dz} \quad (6.180)$$

Осадка ленточного свайного фундамента во времени при отжатии воды в обе стороны определяется по формуле

$$S_t = S_{\infty} U_3. \quad (6.181)$$

IV. Отжатие воды из активной зоны вверх в сторону ростверка. Граничные условия: в подготовке под ростверком поровое давление равно нулю, а на нижней границе активной зоны отжатия воды не происходит. В плоскости $x = 0$ отжатие воды в обе стороны по оси одинаково, а при $x = x_0$ отжатия воды вдоль оси x не происходит:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{z=\Delta l} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial z} \Big|_{z=z_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x} \Big|_{x=0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x} \Big|_{x=x_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.182)$$

Решая дифференциальное уравнение (6.140) с начальными условиями (6.143)—(6.144) и граничными условиями (6.182), получим формулу для определения порового давления

$$P_w(x,z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v^i t} \right]$$

$$+ \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \left] \sin \frac{2m+1}{2(z_0 - \Delta l)} \pi(z - \Delta l), \quad (6.183)$$

где

$$C_{m,n} = \frac{4}{x_0(z_0 - \Delta l)} \int_0^{x_0} \int_l^{z_0} P_{(x,z)} \delta_{on} k_w \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{2m+1}{2(z_0 - \Delta l)} \pi(z - \Delta l) dx dz; \quad (6.184)$$

$$\lambda_{m,n} = \frac{n^2 \pi^2}{x_0^2} + \frac{(2m+1)^2}{4(z_0 - \Delta l)^2} \pi^2. \quad (6.185)$$

Степень консолидации грунта при отжатии воды из активной зоны вверх в сторону ростверка определяется по формуле

$$U_4 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} P_{w(x,z,t)} dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} P_{(x,z)} dz} =$$

$$= 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v' t} + \right. \\ \left. + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi x}{x_0} \sin \frac{2m+1}{2(z_0 - \Delta l)} \pi(z - \Delta l) \right] dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \frac{P}{\pi l} - \alpha_n(x,z) dz} \quad (6.186)$$

Формула для определения осадки ленточного свайного фундамента во времени в данном случае аналогична формуле (6.170) с учетом консолидации U_4 .

V. Отжатие воды в обе стороны: к границе активной зоны и вверх в сторону ростверка. Граничные условия: в подготовке под ростверком и на границе активной зоны поровое давление равно нулю. В плоскости $x = 0$ отжатие воды в обе стороны по оси x одинаково, а при $x = x_0$ отжатия воды вдоль оси x практически не происходит:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{t=\Delta l} &= 0; P_w|_{t=t_0} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x} \Big|_{x=0} &= \frac{\partial P_w}{\partial x} \Big|_{x=x_0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.187)$$

Решая дифференциальное уравнение (6.140) для данного случая, получим формулу для определения порового давления

$$P_{wm,n} = C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{m\pi}{z_0 - \Delta l} (z - \Delta l); \quad (6.188)$$

$$\lambda_{m,n} = \left(\frac{n\pi}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{m\pi}{z_0 - \Delta l} \right)^2. \quad (6.189)$$

Коэффициенты $C_{m,n}$ находим из начального условия при $t = 0$, тогда

$$\begin{aligned} P_w|_{t=0} &= P_{(x,z)} \delta_{on}' k_w; \\ C_{m,n} &= \frac{4}{x_0 (z_0 - \Delta l)} \int_0^{x_0} dx \int_0^{z_0} P_{(x,z)} \delta_{on}' k_w \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{m\pi}{z_0 - \Delta l} (z - \Delta l) dz. \end{aligned} \quad (6.190)$$

По формуле (6.190) можно вычислить значения $C_{m,n}$ для различных m и n .

Формула для определения порового давления примет вид

$$\begin{aligned} P_{w(x,z,t)} &= \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \times \\ &\times \sin \frac{m\pi}{(z_0 - \Delta l)} (z - \Delta l). \end{aligned} \quad (6.191)$$

Степень консолидации грунта при отжатии воды вниз к границе активной зоны и вверх в сторону ростверка определяется по формуле

$$\begin{aligned} U_5 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_0^{z_0} \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \times \\ \times \sin \frac{m\pi}{(z_0 - \Delta l)} (z - \Delta l) dz}{\int_0^{x_0} dx \int_0^{z_0} \frac{p}{\pi l} - \alpha_{n(x,z)} dz} \end{aligned} \quad (6.192)$$

Формула для определения осадки свайного ленточного фундамента во времени в данном случае аналогична формуле (6.170).

VI. Отжатие воды в водоносный слой внутри активной зоны. Граничные условия: на верхней и нижней границах водоносного слоя поровое давление равно нулю; в сторону плоскости острия свай и нижней границы активной зоны отжатия воды не происходит. Остальные условия аналогичны первому случаю:

$$\left. \begin{aligned} P_w|_{z=z_1} &= P_w|_{z=z_2} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} &= \frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=l} = 0; \\ \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} &= \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_0} = 0; \end{aligned} \right\} \quad (6.193)$$

а) в активной зоне выше водоносного слоя $l \leq z \leq z_1$.

Решая дифференциальное уравнение (6.140) с учетом краевых условий, получим формулу для определения порового давления в активной зоне выше водоносного слоя

$$P_{wm,n}^{(1)} = C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \cos \frac{(2m+1)\pi(z-l)}{2(z_1-l)}, \quad (6.194)$$

где

$$\lambda_{m,n} = \left(\frac{n\pi}{x_0} \right)^2 + \left[\frac{(2m+1)\pi}{2(z_1-l)} \right]^2; \quad (6.195)$$

$$C_{m,n} = \frac{4}{x_0(z_1-l)} \int_0^{x_0} dx \int_l^{z_1} P_{(x,z)} \delta_{on}' k_w x \cos \frac{n\pi}{x_0} x \cos \frac{(2m+1)\pi(z-l)}{2(z_1-l)} dz. \quad (6.196)$$

С учетом (6.195) и (6.196) формула для порового давления выше водоносного слоя примет вид

$$P_{w(z,x,t)}^{(1)} = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] x \cos \frac{(2m+1)\pi(z-l)}{2(z_1-l)}; \quad (6.197)$$

б) в активной зоне ниже водоносного слоя $z_2 \leq z \leq z_0$.

Поровое давление в активной зоне ниже водоносного слоя определяется по формуле

$$P_{w,m,n}^{(2)} = C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{(2m+1)\pi(z-z_2)}{2(z_0-z_2)}, \quad (6.198)$$

где

$$\lambda_{m,n} = \frac{n^2 \pi^2}{x_0^2} + \frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4(z_0-z_2)^2}; \quad (6.199)$$

$$C_{m,n} = \frac{4}{x_0(z_0-z_2)} \int_0^{x_0} dx \int_{z_2}^{z_0} P(x,z) \delta_{on}' k_w \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{(2m+1)\pi}{2(z_0-z_2)} (z-z_2) dz. \quad (6.200)$$

С учетом (6.199) и (6.200) формула (6.198) для определения порового давления в активной зоне ниже водоносного слоя примет вид

$$P_{w(z,x,t)}^{(2)} = \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{C_{m,0}}{2} e^{-\lambda_{m,0} c_v' t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v' t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right] \times \sin \frac{(2m+1)\pi(z-z_2)}{2(z_0-z_2)}. \quad (6.201)$$

Степень консолидации грунта при отжатии воды в водоносный слой внутри активной зоны определяется по формуле

$$U_6 = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} P_{w(x,z,t)} dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} -\frac{P}{\pi l} - \alpha_n(x,z) dz}, \quad (6.202)$$

где

$$P_{w(x,z,t)} = \begin{cases} P_w^{(1)} & l \leq z \leq z_1; \\ 0 & z_1 \leq z \leq z_2; \\ P_w^{(2)} & z_2 \leq z \leq z_0. \end{cases} \quad (6.203)$$

Осадку ленточного свайного фундамента во времени определяют по формуле (6.170) с учетом степени консолидации U_6 .

VII. Отжатие воды в водоносный слой внутри активной зоны и вверх в сторону ростверка. Граничные условия: в подготовке под ростверком и на границах водоносного слоя поровое давление равно нулю; на нижней границе активной зоны отжатия воды не происходит. В плоскости $x = 0$ отжатие воды в обе стороны по x одинаково, а при $x = x_0$ отжатия воды вдоль оси практически не происходит:

$$\begin{aligned} P_w|_{z=\Delta l} = P_w|_{z=z_1} = P_w|_{z=z_2} = 0; \\ -\frac{\partial P_w}{\partial z}|_{z=z_0} = 0; \quad \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=0} = \frac{\partial P_w}{\partial x}|_{x=x_0} = 0; \end{aligned} \quad (6.204)$$

а) выше водоносного слоя

$$\Delta l \leq z \leq z_1.$$

Решая дифференциальное уравнение (6.140) с учетом краевых условий, получим формулу для определения порового давления

$$P_{wm,n} = C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{m\pi(z - \Delta l)}{z_1 - \Delta l}. \quad (6.205)$$

$$\lambda_{m,n} = \frac{n^2 \pi^2}{x_0^2} + \frac{m^2 \pi^2}{(z_1 - \Delta l)^2}; \quad (6.206)$$

$$C_{m,n} = \frac{4}{x_0(z_1 - \Delta l)} \int_0^{x_0} dx \int_{\Delta l}^{z_1} P_{(x,z)} \delta_{on} k_w \cos \frac{n\pi}{x_0} x \sin \frac{m\pi(z - \Delta l)}{z_1 - \Delta l} dz. \quad (6.207)$$

С учетом (6.206) и (6.207) формула для определения порового давления выше водоносного слоя примет вид

$$\begin{aligned} P_w^{(3)}(x, z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \left\{ C_{m,0} e^{-\lambda_{m,0} c_v t} + \sum_{n=1}^{\infty} C_{m,n} e^{-\lambda_{m,n} c_v t} \cos \frac{n\pi}{x_0} x \right\} \times \\ \times \sin \frac{m\pi(z - \Delta l)}{z_1 - \Delta l}; \end{aligned} \quad (6.208)$$

б) в активной зоне ниже водоносного слоя

$$z_2 \leq z \leq z_0.$$

Решение совпадает с предыдущим случаем [см. формулы (6.140)—(6.201)].

Степень консолидации грунта при отжатии воды в водоносный слой внутри активной зоны и вверх в сторону рост-верка определяем по формуле

$$U_\gamma = 1 - \frac{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} P_w(x, z, t) dz}{\int_0^{x_0} dx \int_l^{z_0} \frac{P}{\pi l} \alpha_n(x, z) dz}, \quad (6.209)$$

где

$$P_{w(x, z, t)} = \begin{cases} P_w^{(3)} \Delta l \leq z \leq z_1; \\ 0 z_1 \leq z \leq z_2; \\ P_w^{(2)} z_2 \leq z \leq z_0, \end{cases} \quad (6.210)$$

Осадка ленточного свайного фундамента во времени в данном случае определяется по формуле (6.170) с учетом степени консолидации грунта.

Для расчета осадки ленточных свайных фундамента во времени при их работе в водонасыщенных песчаных и глинистых грунтах мягко- и текучепластичной консистенции с учетом закономерностей передачи нагрузки сваями внутри массива, структурной прочности грунта и сжимаемости поровой жидкости необходимо:

1) нанести свайный фундамент на инженерно-геологический разрез, определить параметры фундамента и выбрать расчетную схему (см. рис. 6.1);

2) определить по формуле (3.22) полную стабилизированную осадку;

3) определить по формуле (4.20) напряжения в активной зоне по оси фундамента и на различном расстоянии от оси ленточных свайных фундамента;

4) вычислить по формуле (6.41) или (6.42) коэффициент консолидации грунта;

5) решить для выбранной расчетной схемы дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации (6.140) с учетом начальных и граничных условий и определить поровое давление;

6) путем интегрирования найти площадь эпюры порового давления в активной зоне для времени t и площадь полной эпюры давлений в активной зоне свайного фундамента с учетом приложения нагрузки внутри массива и характера передачи ее через боковую поверхность и в плоскости острия свай;

7) по формулам (6.169), (6.180), (6.186), (6.192), (6.202), (6.209) определить степень консолидации грунта для выбранной расчетной схемы (см. рис. 6.1);

8) определить осадку во времени по формуле (6.170) с учетом степени консолидации грунта для данной расчетной схемы.

Описанные выше расчеты очень трудоемки и без применения быстродействующей ЭЦВМ практически невыполнимы. Поэтому для практического применения приведенных в п. 6.4 решений составлены программы для каждой расчетной схемы и с помощью ЭЦВМ — таблицы значений степени консолидации грунта, а на их основе составлены таблицы значений $N = \lambda_{m,n} c'_v t$ в зависимости от степени консолидации U .

Значения N табулированы для различных расчетных схем (см. рис. 6.1) в зависимости от приведенной ширины свайных фундаментов $d_0/l = \beta = 0,025; 0,05; 0,1; 0,2...0,4$; коэффициента бокового расширения грунта $\nu = 0,2; 0,3; 0,35; 0,42; 0,5$; приведенной глубины расположения границы активной зоны $z_0/l = H = 1,4; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,4; 2,6$; степени консолидации грунта $U = 0,05; 0,1; 0,15; 0,2; 0,25; 0,3; 0,35; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,85; 0,9; 0,95; 1$.

Здесь приведены некоторые значения N для трех основных расчетных схем (табл. 6.4): при отжати воды вверх из активной зоны в сторону плоскости острия свай (схема I), при отжати воды вниз к границе активной зоны (схема II), при отжати воды в обе стороны — вверх в сторону плоскости острия свай и вниз к границе активной зоны (схема III). При решении задач учтено, что в плоскости $x = 0$ отжатие воды в обе стороны по оси x одинаково в силу симметрии, а при $x = x_0$ отжатия воды вдоль оси x практически не происходит, если x_0 превышает расстояние, на котором сказывается влияние свайного фундамента.

Поровое давление в активной зоне фундаментов, соответствующее любому промежутку времени t от начала загрузки, определяется по формулам (6.165), (6.172), (6.177), (6.183), (6.191), (6.197), (6.201), (6.208).

Для определения осадок ленточных свайных фундаментов в любой промежуток времени t от начала загрузки вычисляют соответствующее значение N для данной расчетной схемы по формуле

$$N = \lambda_{m,n} c'_v t, \quad (6.211)$$

где $\lambda_{m,n}$ — коэффициент, имеющий размерность $1/\text{см}^2$.

Для определения порового давления коэффициент $\lambda_{m,n}$ вычисляют по формулам (6.157), (6.178), (6.185), (6.195), (6.199), (6.206). При расчете степени консолидации грунта показатель n в этих формулах равен нулю. Для практических расчетов осадок во времени следует принять значения λ , которые для расчетных схем (см. рис. 6.1) соответственно равны:

$$\lambda_{I,II} = \frac{\lambda_{mo}}{(2m+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - z)^2}; \quad (6.212)$$

$$\lambda_{III} = \frac{\lambda_{mo}}{m^2} = \frac{\pi^2}{(z_0 - l)^2}; \quad (6.213)$$

$$\lambda_{IV} = \frac{\lambda_{mo}}{(2m+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - \Delta l)^2}; \quad (6.214)$$

$$\lambda_V = \frac{\lambda_{mo}}{m^2} = \frac{\pi^2}{(z_0 - \Delta l)^2}. \quad (6.215)$$

Значения λ для активной зоны:
выше водоносного слоя (схема VI)

$$\lambda_{VI} = \frac{\lambda_{mo}}{(2m+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_1 - l)^2}; \quad (6.216a)$$

ниже водоносного слоя

$$\lambda_{VI} = \frac{\lambda_{mo}}{(2m+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - z_2)^2}; \quad (6.216b)$$

выше водоносного слоя (схема VII)

$$\lambda_{VII} = \frac{\lambda_{mo}}{m^2} = \frac{\pi^2}{(z_1 - \Delta l)^2}; \quad (6.217a)$$

Т а б л и ц а 6.4. Значения N для определения осадок ленточных свайных фундаментов как функции времени при отжатии воды по схемам I, II, III при $\nu = 0,35$

$U = S_r/S_\infty$	Значения N_1 при β							
	0,05			0,1			0,2	
	при H							
	1,6	2	2,4	1,6	2	2,4	1,6	2
Схема I								
0,05	0,002	0,0016	0,0015	0,0023	0,0019	0,0016	0,0027	0,0022
0,15	0,0221	0,0193	0,018	0,0247	0,0215	0,0198	0,0274	0,0244
0,25	0,0719	0,0652	0,0627	0,0781	0,0708	0,0666	0,0857	0,078
0,35	0,1606	0,1499	0,1468	0,1713	0,1591	0,1525	0,1837	0,1707
0,45	0,2968	0,2828	0,2796	0,3105	0,2949	0,2864	0,3269	0,3102
0,55	0,4855	0,4698	0,4667	0,501	0,4834	0,4739	0,5188	0,5004
0,65	0,7338	0,7178	0,7146	0,7498	0,7318	0,722	0,7676	0,7491
0,75	1,0699	1,0537	1,0506	1,0857	1,0679	1,0579	1,1042	1,0852
0,85	1,5807	1,5645	1,5614	1,597	1,5786	1,5687	1,6148	1,5962
0,95	2,6793	2,6631	2,6601	1,6956	2,6774	2,6674	1,7141	2,6946
Схема II								
0,05	0,0081	0,0084	0,0079	0,0075	0,0081	0,0083	0,0072	0,0076
0,15	0,0679	0,0702	0,0684	0,0644	0,0679	0,0694	0,0604	0,0646
0,25	0,1725	0,1779	0,1762	0,1652	0,1727	0,1762	0,1663	0,1658
0,35	0,3082	0,3156	0,3142	0,2988	0,3087	0,3133	0,2872	0,2993
0,45	0,4727	0,4809	0,4796	0,462	0,4732	0,4783	0,4496	0,4629
0,55	0,6724	0,681	0,6798	0,6621	0,6734	0,6784	0,6491	0,6627
0,65	0,9237	0,9322	0,931	0,9129	0,9245	0,9296	0,8999	0,9137
0,75	1,2604	1,2687	1,2674	1,2695	1,2495	1,2608	1,2661	1,2364
0,85	1,771	1,7794	1,7783	1,7601	1,7716	1,7769	1,7477	1,761
0,95	2,8697	2,878	2,8769	2,8594	2,8703	2,8756	1,8597	2,8699
Схема III								
0,05	0,0034	0,0029	0,0025	0,0037	0,0032	0,0029	0,004	0,0036
0,15	0,0346	0,0315	0,0292	0,0363	0,0338	0,0319	0,0383	0,0364
0,25	0,1024	0,0956	0,0906	0,1062	0,1008	0,0967	0,1103	0,1065
0,35	0,2107	0,2005	0,1929	0,2162	0,2083	0,2022	0,2222	0,2167
0,45	0,3612	0,3489	0,3396	0,3679	0,3585	0,3511	0,375	0,3685
0,55	0,5563	0,5432	0,5331	0,5634	0,5535	0,5456	0,5709	0,5641
0,65	0,8064	0,793	0,7828	0,8135	0,8034	0,7954	0,8212	0,8142
0,75	1,1427	1,1293	1,119	1,1498	1,1397	1,1317	1,1575	1,1505
0,85	1,6535	1,6401	1,6298	1,6606	1,6505	1,6425	1,6683	1,6613
0,95	2,7521	2,7387	2,7284	2,7593	2,7491	1,7411	1,7669	2,7599

ниже водоносного слоя

$$\lambda_{VIII} = \frac{\lambda_{mo}}{(2m+1)^2} = \frac{\pi^2}{4(z_0 - z_2)^2} \quad (6.2176)$$

где m — положительное целое число, учтенное при определении коэффициентов $C_{m,0}$; $C_{m,n}$; l — длина свай, см; z_0 — нижняя граница сжимаемой толщи, см; Δl — толщина песчаной подготовки под ростверком, см; z_1 и z_2 — соответственно расстояние от поверхности до кривли и подошвы водоносного

$U = S_t/S_\infty$	Значения N при β						
	0,2		0,3		0,4		
	при H						
	2,4	1,6	2	2,4	1,6	2	2,4

Схема I

0,05	0,002	0,003	0,0025	0,0023	0,0034	0,0027	0,0024
0,15	0,0223	0,0295	0,0264	0,024	0,0315	0,0281	0,0254
0,25	0,0724	0,0905	0,0827	0,0764	0,0939	0,0861	0,0796
0,35	0,1613	0,1905	0,1781	0,1678	0,196	0,1838	0,1726
0,45	0,2974	0,3358	0,3198	0,3059	0,3427	0,3269	0,3121
0,55	0,4861	0,5291	0,511	0,4955	0,5367	0,5189	0,5023
0,65	0,7344	0,7786	0,7602	0,744	0,7861	0,7681	0,7511
0,75	0,0704	1,1144	1,0963	1,0801	0,122	1,1042	1,0872
0,85	1,5813	1,6251	1,607	1,591	1,6333	1,6152	1,598
0,95	2,6799	2,7244	2,7058	2,6896	2,732	2,7136	2,6967

Схема II

0,05	0,0083	0,007	0,0074	0,0082	0,0068	0,0072	0,0081
0,15	0,0685	0,0576	0,0624	0,0668	0,0562	0,0607	0,0658
0,25	0,1731	0,1515	0,1609	0,1696	0,148	0,1574	0,1669
0,35	0,3087	0,2803	0,2929	0,3039	0,2755	0,2882	0,3002
0,45	0,4731	0,4421	0,456	0,4678	0,4366	0,4508	0,4638
0,55	0,673	0,6415	0,6553	0,6675	0,6354	0,6502	0,6634
0,65	0,9242	0,8924	0,9065	1,0067	0,8869	0,9011	0,9145
0,75	1,2502	1,2605	1,2289	1,2428	1,2551	1,2376	1,251
0,85	1,7714	1,7395	1,7538	1,766	1,734	1,7484	1,7618
0,95	2,8389	2,8523	2,8645	2,8327	2,8645	2,8469	2,8603

Схема III

0,05	0,0033	0,0038	0,0038	0,0036	0,0041	0,004	0,0038
0,15	0,035	0,038	0,0379	0,0367	0,0394	0,039	0,038
0,25	0,1035	0,11	0,1096	0,1073	0,1126	0,1119	0,11
0,35	0,2124	0,2218	0,2213	0,2179	0,2254	0,2245	0,2218
0,45	0,3634	0,3746	0,3739	0,37	0,3787	0,3777	0,3746
0,55	0,5586	0,5705	0,5698	0,5656	0,5749	0,5738	0,5705
0,65	0,8087	0,8207	0,82	0,8158	0,8252	0,824	0,8207
0,75	1,145	1,157	1,1563	1,1521	1,1615	1,1604	1,157
0,85	1,6558	1,6679	1,6679	1,6629	1,6723	1,6712	1,6679
0,95	2,7544	2,7665	2,7657	2,7615	2,7709	2,7698	2,7665

слоя, см; t — время; c_v' — коэффициент консолидации грунта, см²/год, определяемый по формуле (6.141) или (6.142).

Зная величины N_i , находим по табл. 6.4—6.6 степень консолидации грунта, а по ней и осадку в данный промежуток времени:

$$S_t = U_i S_\infty.$$

Для построения графика осадки как функции времени ($S_t = S_{\infty} U$ и t) необходимо задаться степенью осадки U_i , найти для данной расчетной схемы величину N_i по табл. 6.4—6.6, а по ней с учетом формул (6.211) и (6.217) время t , соответствующее данной степени осадки.

Пример 6.1. Требуется рассчитать осадки во времени одно-рядного свайного фундамента дома серии I-464А. Сваи сечением 30х30 см, длиной 6 м. Минимальное расстояние между сваями 90 см. Нагрузка на сваю 200 кН. Нагрузка на фундамент 2220 Н/см. План фундамента дан на рис. 6.7.

Физико-механические характеристики грунта активной зоны: объемная масса 1,96 т/м³; природная влажность 24,6%; показатель консистенции 0,72; пористость 41,6%; коэффициент пористости 0,71; удельное сцепление 0,018 МПа; угол внутреннего трения 17°; коэффициент фильтрации 1,75·10⁻⁸ см/с; структурная прочность 0,014 МПа; модуль деформации в уплотненной зоне 15 МПа, средневзвешенное значение модуля деформации активной зоны 12 МПа; степень водонасыщения грунта 0,95; коэффициент начального порового давления 0,9.

В данных грунтовых условиях (см. вертикальный разрез основания на рис. 6.7) отжатие воды будет происходить к нижней границе активной зоны, т.е. случай соответствует второй расчетной схеме (см. рис. 6.1). Поровая вода будет отжиматься из слоя грунта мощностью 481 см. Стабилизированная осадка фундамента составит

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{2220}{3,14 \cdot 12 \cdot 10^2} \cdot 2,79 = 1,64 \text{ см.}$$

При расстоянии между поперечными рядами свай фундамента 2,6—3,2 м будет происходить взаимное влияние рядов свай. Полная осадка фундамента с учетом взаимного влияния рядов свай

$$S_{\Pi} = (1+k_0)S = (1+0,4)16,4 = 23 \text{ мм.}$$

Для расчета осадок во времени необходимо определить коэффициент консолидации грунта по формуле (6.141)

$$c_v = \frac{k_{\Phi} E \delta_{on}^i (1+\xi_0)}{2\gamma_B \left(\beta + \frac{E_{\mu}}{E_w} \right)} = \frac{1,75 \cdot 10^{-8} (60-60 \cdot 24 \cdot 30) 12 \cdot 0,9 (1+0,54)}{2 \cdot 0,001 (0,63 + \frac{12 \cdot 0,416}{2})} =$$

$$= 1257 \text{ см}^2/\text{мес.}$$

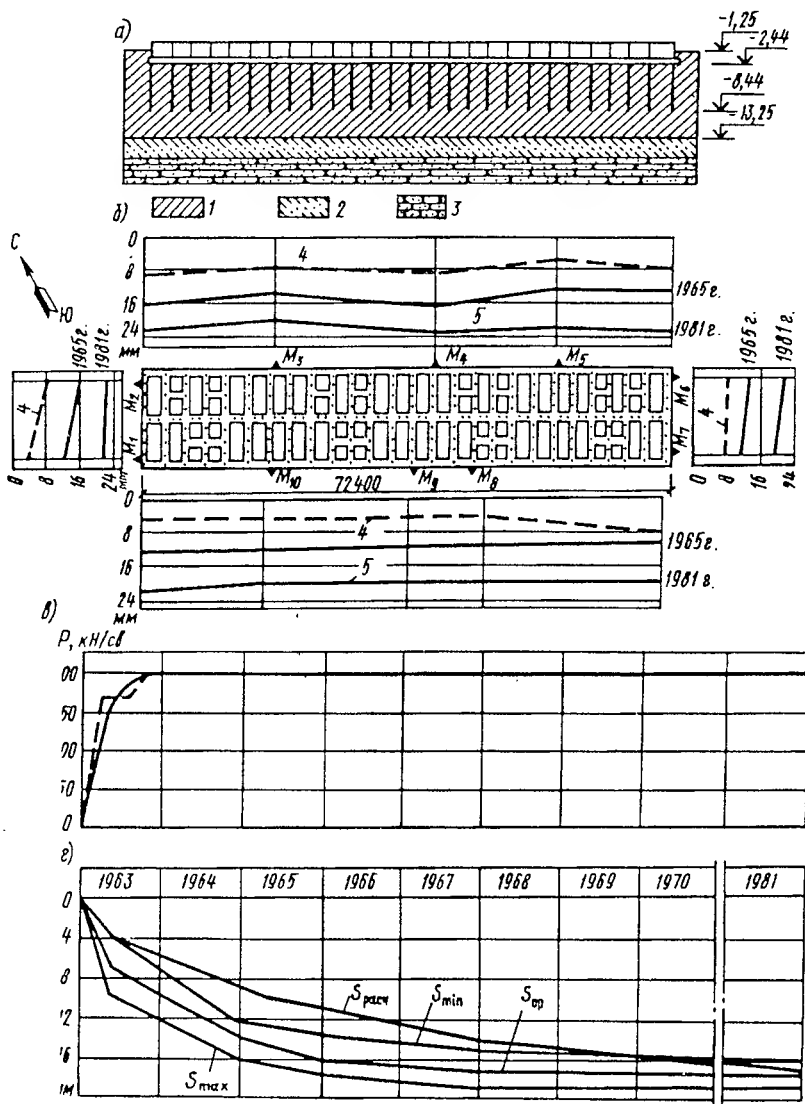


Рис. 6.7. Результаты исследования осадок дома № 14 по ул.Макаренко
 а — вертикальный разрез основания; б — план фундамента, расположение марок, эпюры развертки осадок; в — графики средней скорости роста нагрузки; г — график осадок марок в зависимости от времени; 1 — суглинок тугопластичный; 2 — галечник с примесью песка; 3 — песчаник; 4 — осадки за период строительства; 5 — осадки за период наблюдений; S — расчетная осадка во времени

Осадки во времени

$$S_t = S_{\pi} U.$$

Определим время, необходимое для достижения 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 величины полной осадки.

Для указанных степеней консолидации осадки во времени:

$$S_{t1} = 23 \cdot 0,2 = 4,6 \text{ мм}; S_{t2} = 23 \cdot 0,4 = 9,2 \text{ мм};$$

$$S_{t3} = 23 \cdot 0,6 = 13,8 \text{ мм}; S_{t4} = 23 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ мм};$$

$$S_{t5} = 23 \cdot 0,95 = 21,85 \text{ мм}.$$

Для принятых степеней консолидации U_i находим по табл. 6.4 величины N_i , а по ним с учетом формул (6.211) и (6.212) время t , необходимое для достижения данной степени консолидации грунта активной зоны фундамента:

$$N = \frac{\pi^2}{4(z_0 - l)^2} c_v t,$$

откуда

$$t = \frac{4N(z_0 - l)^2}{\pi^2 c_v}; t_1 = \frac{4 \cdot 0,118 \cdot 481^2}{3,14^2 \cdot 1257} = 8,8 \text{ мес};$$

$$t_2 = \frac{4 \cdot 0,391 \cdot 481^2}{3,14^2 \cdot 1257} = 29 \text{ мес}; t_3 = \frac{4 \cdot 0,794 \cdot 481^2}{3,14^2 \cdot 1257} = 59 \text{ мес};$$

$$t_4 = \frac{4 \cdot 1,487 \cdot 481^2}{3,14^2 \cdot 1257} = 112 \text{ мес}; t_5 = \frac{4 \cdot 2,874 \cdot 481^2}{3,14^2 \cdot 1257} = 215 \text{ мес}.$$

На рис. 6.7 дано сравнение расчетных осадок во времени с результатами наблюдений за осадками зданий в течение 9 лет. Из приведенных данных видно, что разработанный метод позволяет с достаточной для практики точностью определить осадку свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах.

Глава 7. Прогноз осадок свай и свайных фундаментов с учетом реологических параметров основания

На основаниях, обладающих реологическими свойствами, сохранность и эксплуатационная пригодность зданий и сооружений в значительной степени зависят от скорости и степени развития неравномерных осадок фундаментов. Если в какой-либо момент времени разность осадок смежных фундаментов превысит предельные значения, то в надземных конструкциях могут возникнуть нерасчетные дополнительные усилия, пластическое течение узлов и элементов конструкций может перейти в хрупкое разрушение. Поэтому важным вопросом проектирования зданий и сооружений на основаниях с реологическими свойствами является достоверное описание длительного взаимодействия системы "свайный фундамент — основание" в широких пределах изменения нагрузок, времени, конструкций фундаментов и инженерно-геологических условий.

7.1. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ДЛИТЕЛЬНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СИСТЕМЫ "СООРУЖЕНИЕ — СВАЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ — ОСНОВАНИЕ"

Как указывалось в работах Н.А. Цытовича, Ю.Н. Работнова, А.Р. Ржаницына, М.А. Колтунова, С.С. Вялова, Л.С. Липидуса, наиболее достоверной теорией для вязких сред, связывающей напряжения, деформации и время, является феноменологическая теория наследственной ползучести. Использование этой теории для описания свойств такой сложной в реологическом отношении среды, как глинистые грунты, вполне оправдано.

В общем случае, если зависимость между напряжением и деформацией носит нелинейный характер, то можно использовать уравнение пластической теории наследственной ползучести Ю.Н. Работнова в виде

$$\varphi[\varepsilon(t)] = \sigma(t) + \int_0^t K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau. \quad (7.1)$$

Нелинейность свойств среды учитывается функцией $\varphi[\varepsilon(t)]$. На основе уравнения (7.1) связь между нагрузкой, осадкой сваи и временем можно принять в виде соотношения (см. работы А.А. Бартоломея, 1969, 1982)

$$\varphi[S(t)] = P(t) + \int_0^t K(t-\tau)P(\tau)d\tau, \quad (7.2)$$

где $S(t)$ и $P(t)$ — осадка и нагрузка, соответствующие моменту времени t ; $K(t-\tau)$ — ядро интегрального уравнения, характеризующее скорость внедрения свай в грунт при постоянной нагрузке.

Для описания процесса деформирования однокомпонентных глинистых грунтов предлагается использовать ядро в виде дробнолинейной функции

$$K(t-\tau) = \frac{A(1-\lambda)}{(t-\tau)^\lambda}, \quad (7.3)$$

где A и λ — параметры ползучести, определяемые из данных статических испытаний свай.

На основе анализа данных статических испытаний одиночных свай и свайных фундаментов нелинейная функция взята в виде

$$\varphi[S(t)] = btgBS(t). \quad (7.4)$$

Параметры B и b определяются из данных испытаний. Функция $\varphi[S(t)]$ считается ограниченной, а значение b является ее верхним пределом.

На основе уравнения (7.2) с учетом (7.3) и (7.4) получена формула для расчета осадок одиночных свай в однокомпонентных глинистых грунтах

$$S(t) = \frac{1}{B} \arctg \frac{P}{b} [1 + At^{1-\lambda}]. \quad (7.5)$$

Экспериментальные исследования показывают, что уравнение (7.5) хорошо описывает процесс осадки одиночных забивных свай во времени при приложении трех-четырех ступеней нагрузки при статических испытаниях в глинистых грунтах полутвердой и тугопластичной консистенции, однако общая осадка свай, в пределах которой можно с достаточной для инженерных расчетов точностью описать процесс деформирования грунтов основания, составляет 35—40 мм. При проектировании, исходя из предельно допустимых осадок зданий и сооружений, необходимо прогнозировать осадки во времени свайных фундаментов до значений 80—120 мм.

Как уже указывалось, правильность применения (7.2) зависит во многом от ядра последствий $K(t)$, которое должно удовлетворять ряду начальных условий.

Анализ данных статических испытаний одиночных свай и свайных фундаментов в глинистых грунтах различной консистенции, результаты наблюдений за осадками зданий и со-

оружений, исследования в области механики грунтов показывают возможность использования ядра интегрального уравнения в виде комбинации экспоненциальной и степенной функций

$$K(t-\tau) = \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}}, \quad 0 < \alpha < 1. \quad (7.6)$$

При $\beta > 0$ уравнение (7.6) будет описывать затухающую ползучесть. В дальнейшем это ядро будем называть интегральным ядром М.А. Колтунова.

На основе нелинейной теории вязкоупругости связь между нагрузкой, осадкой сваи и временем приложения нагрузки записывается в виде

$$S(t) = \Psi[P(t)] + \int_0^t K(t-\tau) \Psi[P(\tau)] d\tau, \quad (7.7)$$

где $\Psi[P(t)]$ — функция, учитывающая нелинейность свойств грунтов основания.

Анализ данных испытаний показывает, что при равномерном загрузении нелинейную функцию $[P(t)]$ удобнее представить следующим образом

$$\psi[P(t)] = S_0 \operatorname{tg}[bP(t)]^n, \quad (7.8)$$

при этом $1,75 \leq n \leq 2,25$,

$$bP(t) < \frac{\pi}{2} \quad \text{или} \quad b < \frac{\pi}{2P_{\text{нр}}},$$

где $P_{\text{нр}}$ — максимальная нагрузка на сваю, превышение которой вызывает "срыв" сваи.

Уравнение математической модели (7.7) с учетом (7.6) и (7.8) записывается в виде

$$S(t) = S_0 \left\{ \operatorname{tg}[bP(t)]^n + \int_0^t \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} \operatorname{tg}[bP(\tau)]^n d\tau \right\}, \quad (7.9)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{где } 0 < \alpha < 1 \\ \beta > 0 \\ A > 0 \end{array} \right\} \quad \text{параметры ядра М.А. Колтунова;}$$

S_0 — перемещение через 5 мин после приложения ступени нагрузки.

Из этого условия вытекает следствие, необходимое для приближенного определения области изменения параметров. Это следствие выводится при вычислении интеграла

$$\int_0^{\infty} \frac{A \exp[-\beta t]}{t^{1-\alpha}} dt = A \frac{\Gamma(\alpha)}{\beta^\alpha},$$

который существует при $\alpha < 1$ и использовании свойств гамма-функции

$$x\Gamma(x) = \Gamma(1+x) \leq 1 \text{ при } 0 < x < 1.$$

Условие можно записать как

$$A < \alpha\beta^\alpha.$$

Для анализа интегральное уравнение (7.9) записывается в виде

$$S(t) = S_0 \left\{ \lg [bP(t)]^n + A \lg [bP]^n \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} d\tau \right\} \quad (7.10)$$

и выполняются следующие преобразования интеграла J :

$$\tau = t; \quad z = 0; \quad \beta(t - \tau) = z;$$

$$\tau = 0; \quad z = t\beta, \quad d\tau = \frac{dz}{\beta};$$

$$J = \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} d\tau = \int_0^{\beta t} \exp(-z) \left(\frac{z}{\beta}\right)^{\alpha-1} \frac{dz}{\beta} =$$

$$= \beta^{-\alpha} \int_0^{\beta t} \exp(-z) z^{\alpha-1} dz;$$

$$J = \beta^{-\alpha} \gamma(\alpha, \beta t),$$

где $\gamma(\alpha, \beta t)$ — искомая гамма-функция, которую можно представить двумя способами:

с использованием функций Бесселя

$$\gamma(\alpha, \beta t) = (\beta t)^\alpha \operatorname{cosec} \pi \alpha \int_0^\pi \exp[\beta t \cos \theta] \cos(\alpha \theta + \beta t \sin \theta) d\theta, \quad (7.11)$$

представление с помощью рядов

$$\gamma(\alpha, \beta t) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (\beta t)^{\alpha+n}}{n! (\alpha+n)} \quad (7.12)$$

Предложенная вязкоупругая модель взаимодействия системы "свая—грунт" (7.9) позволяет по данным стандартных статических испытаний одиночных свай прогнозировать накопление осадок свайных фундаментов во времени. Статические испытания выполняются по методике ГОСТ 5686—78 и должны быть оформлены таблицами или графиками зависимостей $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$. Необходимо отметить, что эту модель можно использовать только для тех грунтовых условий, для которых определены постоянные параметры, или для площадок, сложенных аналогичными грунтами.

Важным вопросом успешного применения разработанной модели является достоверное определение неизвестных параметров, входящих в уравнение (7.9).

В небольшом диапазоне нагружения и пропорциональной зависимости осадки от нагрузки поиск параметров может быть выполнен с помощью графического метода М.А. Колтунова. Для этого необходимы данные статических испытаний одиночных свай и построенные на их основе графики $P-S$ и $t-S$. При сравнении экспериментальных и расчетных кривых необходимо учитывать существенную зависимость постоянных параметров A, α, β от выбора точек на кривых $t-S$.

Для ядра ползучести (7.6) М.А. Колтунов нашел резольвенту в виде

$$R(t-\tau) = \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{[A \Gamma(\alpha)]^n (t-\tau)^{\alpha n}}{\Gamma(\alpha n)} \quad (7.13)$$

и построил таблицы и графики для определения A, α, β и интегралов J (7.10). Сущность графического метода состоит в совмещении экспериментальной кривой $t-E$ для какой-либо ступени нагружения с подобной ей теоретической кривой, построенной в логарифмической сетке координат. Считается, что в случае совпадения кривых известные параметры деформирования теоретической кривой можно приписать экспериментальной.

Проведенный в ППИ анализ результатов статических испытаний свай показывает, что графический метод можно применить для расчета осадок, если кривые "время—осадка" подобны с погрешностью до 15% в достаточном диапазоне нагружения, т.е. любые кривые можно совместить, изменив их ординаты на некоторый коэффициент θ .

Для примера дается определение графическим методом постоянных параметров в уравнении (7.9) по данным статических испытаний свай СНпр 12-30, проведенных на площадке строительства цеха пластмасс завода гипсовых изделий (г. Пермь).

В геоморфологическом отношении площадка расположена на четвертой пойменной террасе р. Камы. Рельеф участка спокойный. Отметки изменяются от 152,3 до 153,4 м в системе высот г. Перми. В геологическом строении принимают участие аллювиальные суглинки мягкопластичной, реже тугопластичной консистенции с линзами водонасыщенного песка с прослоями серого иловатого суглинка, мощностью 10,9—14,1 м. С глубины 13,5—14,5 м залегают суглинки гравелистые и глины щебенистые. Лабораторные исследования дают следующие значения основных характеристик мягкопластичного суглинка: $\gamma_w = 19,2 \text{ кН/м}^3$; $c = 7 \text{ кПа}$; $\varphi = 24^\circ$; $E = 8,0 \text{ МПа}$.

Сваи СНпр 12-30 были забиты в мае 1981 г. дизель-молотом С-996 с массой ударной части $q_y = 1,8 \text{ т}$ на глубину 11,6 м. По данным статических испытаний были построены графики зависимостей $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$ для всех ступеней нагружения (рис. 7.1, а). Приведенные кривые оказываются подобными с погрешностью менее 15%.

Коэффициенты подобия кривых семейства $t-S$ выражаются отношением $P_{\text{ст}}/P_{\text{пр}}$, где $P_{\text{ст}}$ — значение нагрузки на ступени нагружения; $P_{\text{пр}}$ — максимальное значение нагрузки на сваю, превышение которой вызывает ее "срыв".

Для 17 кривых "время—осадка" имеются следующие коэффициенты подобия:

$\theta = 0,095$;	$\theta_2 = 0,19$;	$\theta_3 = 0,29$;
$\theta_1 = 0,33$;	$\theta_5 = 0,38$;	$\theta_6 = 0,43$;
$\theta_4 = 0,48$;	$\theta_8 = 0,52$;	$\theta_9 = 0,57$;
$\theta_7 = 0,62$;	$\theta_{11} = 0,66$;	$\theta_{12} = 0,71$;
$\theta_{10} = 0,76$;	$\theta_{14} = 0,81$;	$\theta_{15} = 0,86$;
$\theta_{13} = 0,90$;	$\theta_{17} = 0,95$;	

Совмещая кривую 17 при нагрузке 575 кН с подобной ей теоретической кривой, можно получить значения параметров деформирования $A = 0,0235$; $\alpha = 0,025$; $\beta = 0,05$. Уравнение (7.9) принимает вид:

$$S(t) = S_0 \left\{ \lg [bP(t)]^2 + \int_0^t \frac{0,0235 \exp \left[-\frac{0,05(t-\tau)}{0,975} \right]}{(t-\tau)} \lg [bP(\tau)]^2 d\tau \right\}.$$

где $P = 575 \text{ кН}$ — нагрузка на ступени; $S_0 = 0,45 \text{ мм}$ — перемещение через 5 мин после приложения нагрузки.

Значение интеграла J при известных параметрах интегрального ядра определяется по таблицам. На рис. 7.1,б приведены расчетные и экспериментальные кривые на период времени до 44 мес. Анализ зависимостей показывает, что при нагрузке $P = 575$ кН полная стабилизированная осадка составляет 27,6 мм. Аналогично можно выполнить расчет накопления осадок для любых нагрузок на любой период времени.

Практическая ценность графиков функций и таблиц интегралов состоит в том, что они построены для 12 теоретических значений α , каждое α с 16 значениями A в интервале безразмерного времени от 0,001 до 1000, что обеспечивает достаточный диапазон изменения параметров. Необходимо отметить, что графический метод определения постоянных деформирования дает лучшие результаты в диапазоне нагружения $0,1-0,3P_{пр}$. Процесс нахождения постоянных по данному методу занимает не более 10—15 мин, если теоретические кривые нанесены на прозрачной бумаге. Метод может быть использован для предварительного анализа данных стандартных испытаний одиночных свай.

В общем случае для определения параметров интегрального ядра (7.6) составлена программа расчета на ЭВМ ЕС на языке Fortran-4, которая заключается в сведении многомерной задачи минимизации целевой функции к задаче одномерного поиска. Одномерная задача минимизации решается методом "золотого сечения". В программе заложено три режима работы, которые осуществляются заданием параметра П6:

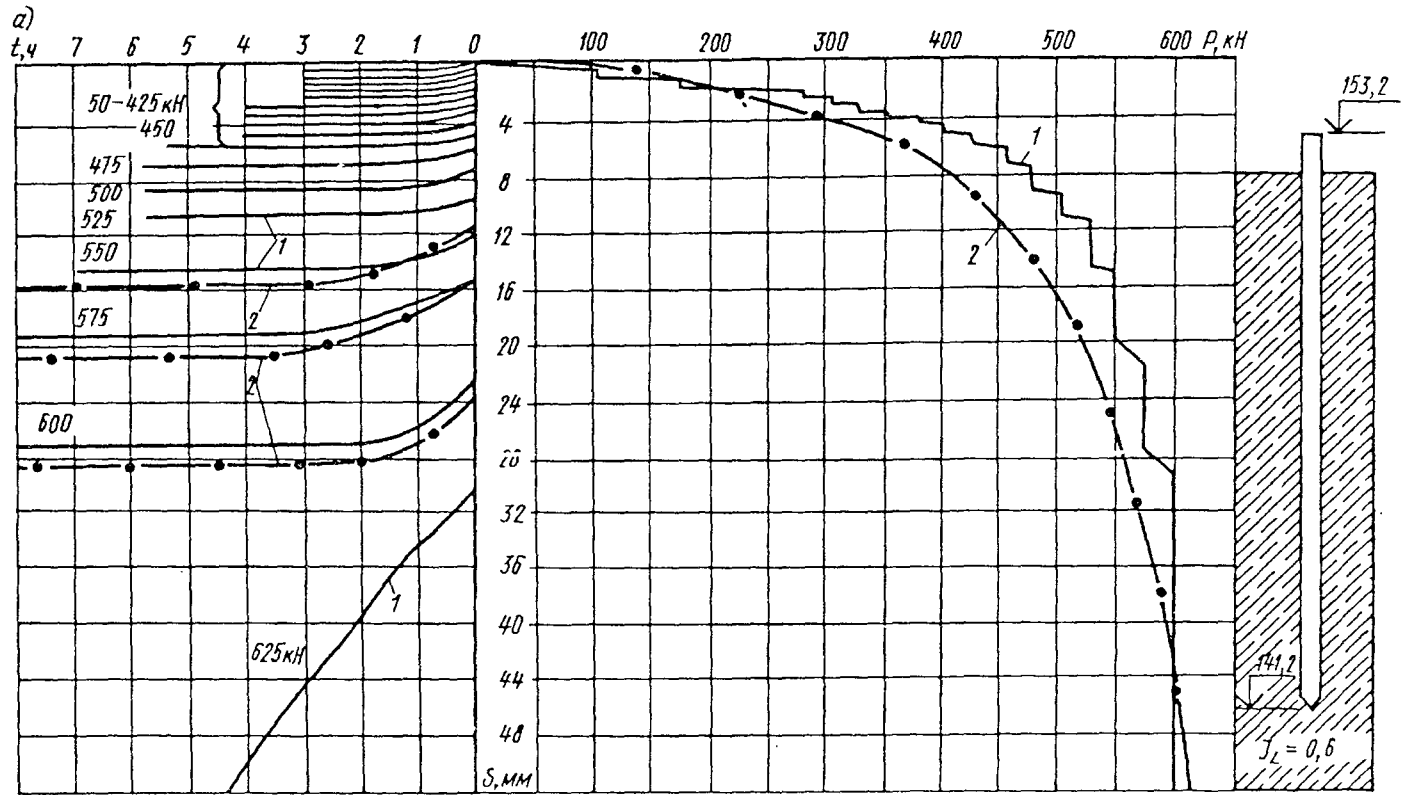
1) при П6 = 1 реализуется поиск параметров интегрального ядра путем сведения многомерной задачи поиска минимума целевой функции к ряду одномерных задач минимизации;

2) при П6 = 2 реализуется тот же поиск, но с помощью комбинированной схемы: по параметру α используется метод перебора; по параметрам A и β реализуется алгоритм П6 = 1;

3) при П6 = 4 реализуется просчет кривых по уравнению (7.9) и сравнение их с экспериментальными значениями.

На рис. 7.2 представлена блок-схема алгоритма расчета.

Пользуясь общей методикой определения параметров интегрального уравнения, проанализируем данные статических испытаний трех типов свай в различных грунтах условиях. Расчеты контрольных примеров показывают, что время счета на ЭВМ ЕС 1022 не превышает 2 мин. В результате счета часто имеет место явление неединственности, т.е. получается одновременно несколько различных численных значений α ; β_j , A_k . Для анализа повторяется поиск с использованием метода сканирования по параметру α . Практически кривые $S = \varphi(t)$ аппроксимируются с достаточной точностью при различных комбинациях параметров.



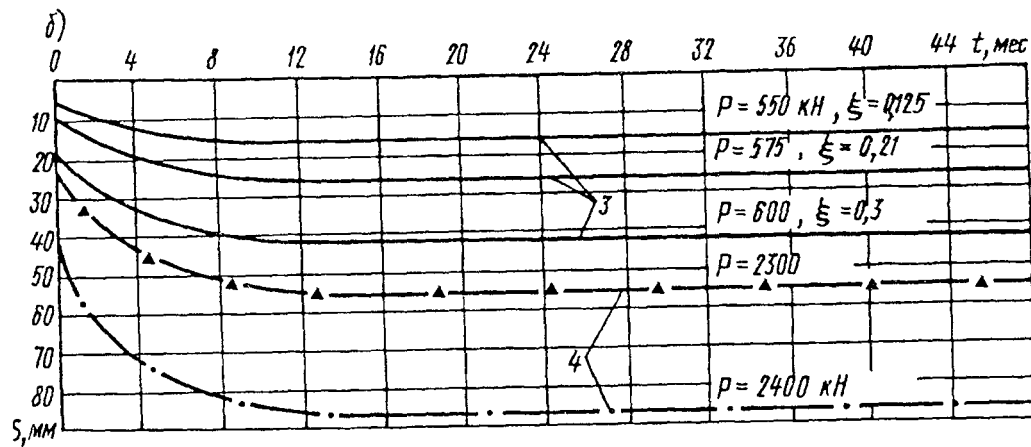


Рис. 7.1. Зависимости $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$ по данным испытаний свай № 3г (СНпр 12-30) (а) и расчетные кривые (б)
1 и 2 — экспериментальная и расчетная кривые;
3 и 4 — расчетные кривые для одиночной свай и для фундамента из четырех свай при шаге $5d$

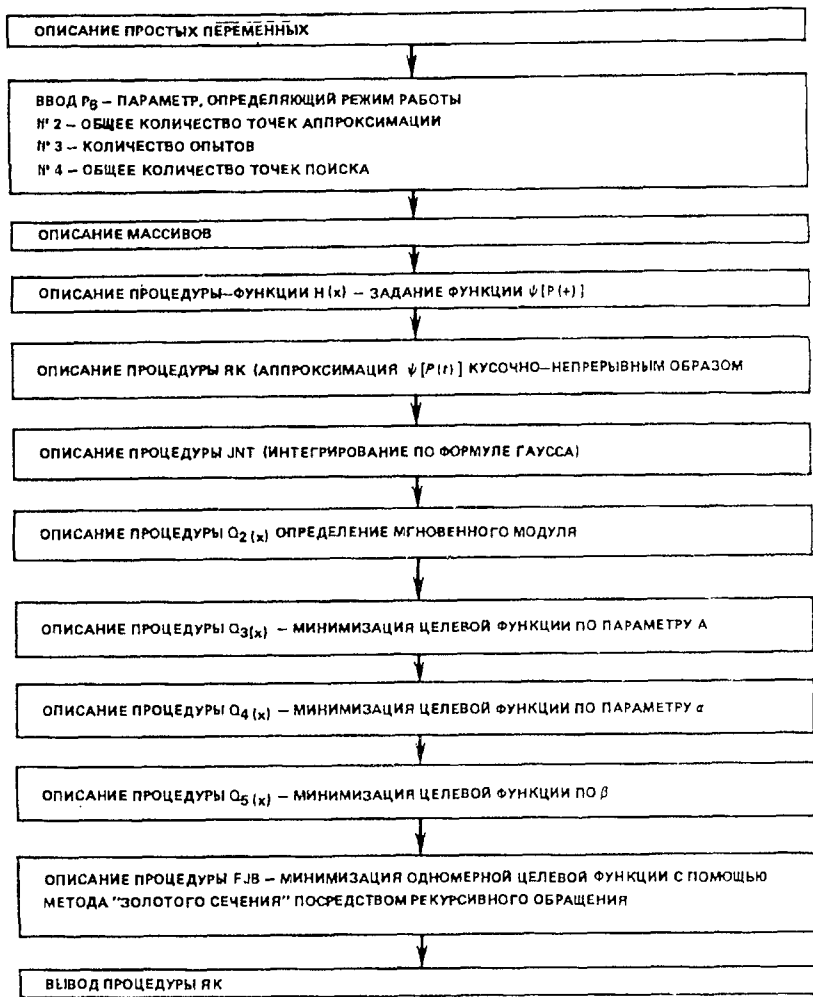


Рис. 7.2. Блок-схема алгоритма расчета осадки во времени одиночной сваи

Достоверный прогноз длительного взаимодействия системы "свайный фундамент — основание" в широком диапазоне изменения инженерно-геологических условий и нагрузок может быть выполнен на основе разработанной в ИПИ вероятностной реологической модели. При этом необходимая для ввода в ЭВМ экспериментальная информация, полученная после статических испытаний штампов или контрольных свай, должна содержать следующие данные:

1) значение нагрузки на каждой ступени (при испытании вертикальными вдавливающими нагрузками по ГОСТ 5686—78);

2) значение вертикальной осадки штампа, фундамента или контрольной сваи сразу после приложения ступени нагрузки;

3) не менее трех значений вертикальной осадки через 1, 2, 3 ч после приложения ступени нагрузки при достигнутой "условной" стабилизации осадки, равной 0,01 мм за 2 ч наблюдения.

Для описания вязких сред с возможно более широким диапазоном деформационных характеристик разработана автоматизированная методика вероятностного поиска оптимального ядра ползучести и параметров, входящих в основное уравнение (7.9). В качестве ядра ползучести рассматривались следующие варианты:

экспоненциальное ядро

$$K(t-\tau) = A \exp[-P(t-\tau)], \quad A > 0, P > 0; \quad (7.14)$$

ядро в виде суммы экспоненциальных функций

$$K(t-\tau) = \sum_{i=1}^m A_i \exp[-P_i(t-\tau)]; \quad (7.15)$$

ядро Дюффинга (степенное ядро)

$$K(t-\tau) = \frac{C}{(t-\tau)^{1-\beta}}, \quad 0 < \beta \leq 1; \quad (7.16)$$

ядро М.А. Колтунова

$$K(t-\tau) = \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]^g}{(t-\tau)^{1-\alpha}}; \quad (7.17)$$

$$\beta > 0; 0 < \alpha < 1; 0 < g < 1.0; A > 0;$$

ядро Абеля

$$K(t-\tau) = \frac{(t-\tau)^\alpha}{\Gamma_*(1+\alpha)}, \quad (7.18)$$

где $A, A_i, P, \alpha, \beta, g, c$ — опытные параметры, определяемые по данным статических испытаний контрольных или эталонных свай.

Для успешного использования предложенной автоматизированной вероятностной реологической модели взаимодействия системы "свая—грунт" экспериментальная информация должна быть обработана следующим образом.

1. Построены графики зависимостей $S = f(P)$ и $S = \varphi_i(t)$ для каждой ступени нагрузки P_i , $i = 1, 2, \dots$ (рис. 7.3).

2. Каждой ступени нагрузки присваивается порядковый номер i , $i = 1, 2, \dots, NP$. Значения P_i заносятся последовательно в одномерный массив P . Значения мгновенной осадки на каждой ступени нагружения заносятся в массив S размерностью NP .

3. На графике каждой функции $S = \varphi_i(t)$ выбирается NT_i экспериментальных точек $M_{ij}(t_{ij}, S_{ij})$, $i = 1, 2, \dots, NP$, $j = 1, 2, \dots, NT_i$. Общее количество экспериментальных точек NE :

$$NE = \sum_{i=1}^{NP} NT_i. \quad (7.19)$$

Таким образом, имеются два двухмерных массива из координат экспериментальных точек:

(t_{ij}) , $i = 1, 2, \dots, NP$, $j = 1, 2, \dots, NT_i$ — моменты времени наблюдения за осадкой для каждой ступени нагрузки $P = P_i$;

(S_{ij}) , $i = 1, 2, \dots, NP$, $j = 1, 2, \dots, NT_i$ — величина осадки в момент времени t_{ij} на i -й ступени нагружения.

4. Координаты экспериментальных точек t_{ij} , S_{ij} заносятся последовательно в одномерные файлы SE , TE размерностью NE .

На первом этапе в программе реализуется поиск неизвестных параметров X_i ($i = 1, 2, \dots, N$) отдельно для каждого вида подынтегрального ядра (7.14—7.18) в заданной области путем решения задачи минимизации целевой функции методом по координатного поиска. Величина N зависит от количества неизвестных параметров, входящих в подынтегральное ядро. Параметры X_i , $i = 1, 2, \dots, N$ должны быть подобраны так, чтобы сумма квадратов отклонений ε_k была минимальной. Например, для подынтегрального ядра Колтунова (7.17) $N = 3$, $X_1 = \alpha$, $X_2 = \beta$, $X_3 = A$.

Отклонением ε_k в точке M_{ij} считается разность

$$\varepsilon_k(\alpha, \beta, A) = S_{ij} - S(t_{ij}, \alpha, \beta, A), \quad k = 1, 2, \dots, NE, \quad (7.20)$$

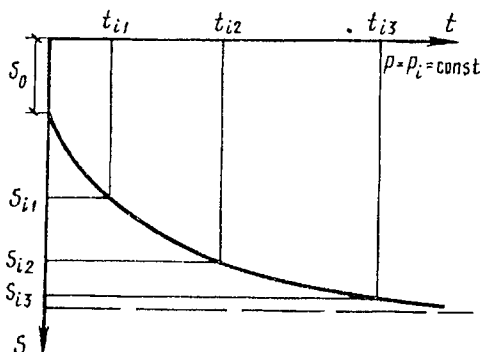
где S_{ij} — осадка, замеренная в момент времени t_{ij} на i -й ступени нагружения ($P = P_i$); $S(t_{ij}, \alpha, \beta, A)$ — расчетная величина осадки по формуле (7.9) при $t = t_{ij}$, $P = P_i$, $i = 1, 2, \dots, NP$, $j = 1, 2, \dots, NT_i$.

Таким образом, в качестве целевой функции в случае подынтегрального ядра Колтунова принимается

$$FM(\alpha, \beta, A) = \sum_{k=1}^{NE} [\varepsilon_k(\alpha, \beta, A)], \quad (7.21)$$

где NE — количество экспериментальных точек.

Рис. 7.3. Экспериментальные кривые $S_i = \varphi_i(t)$



Процесс минимизации целевой функции $FM = FM[X(I)]$, $I=1,2,\dots,N$ осуществляется в подпрограмме SUBROUTINE KP (Y, N, E, FM) методом покоординатного поиска. Промежуточные данные покоординатного поиска можно вывести на печать при $KPR = 1$. При $KPR = 0$ промежуточные данные покоординатного поиска на печать не выводятся.

В строку печатаются значения $X(1), X(2), \dots, X(N)$ и $Y = FM[X(I)]$ — значение целевой функции при найденных параметрах.

Формирование целевой функции $FM = FM[X(I)]$, $I = 1,2,\dots,N$ осуществляется в подпрограмме FUNCTION $FM(N)$, где N — число параметров поиска.

Значения интеграла, входящего в формулу для расчета осадок (7.9), в n -точках вычисляются с помощью восьмиточечной квадратурной формулы Гаусса в подпрограмме SUBROUTINE GAUSS(A, B), где A, B — пределы интегрирования.

На втором этапе в программе реализован выбор вида подынтегрального ядра, при котором аппроксимирующая функция расчета осадки во времени дает наилучшее приближение с экспериментальными данными.

Проведенные численные эксперименты показывают, что лучшая сходимость расчетных и экспериментальных данных получается при выборе в качестве подынтегральной функции ядра Колтунова.

На третьем этапе в программе производится сравнение расчетных данных с экспериментальными, вычисляются среднеквадратичные отклонения.

На четвертом этапе в программе реализован расчет развития осадок во времени с выбранным видом подынтегрального ядра и полученными числовыми параметрами для этого вида ядра. Для этого осуществляется дополнительный ввод: 1. Массива P размерностью NP — величин нагрузок, при которых необходимо рассчитать развитие осадок во времени (кН). 2. Массива TR размерностью NK — диапазонов времени, за которое рассчитываются осадки (месяцы).

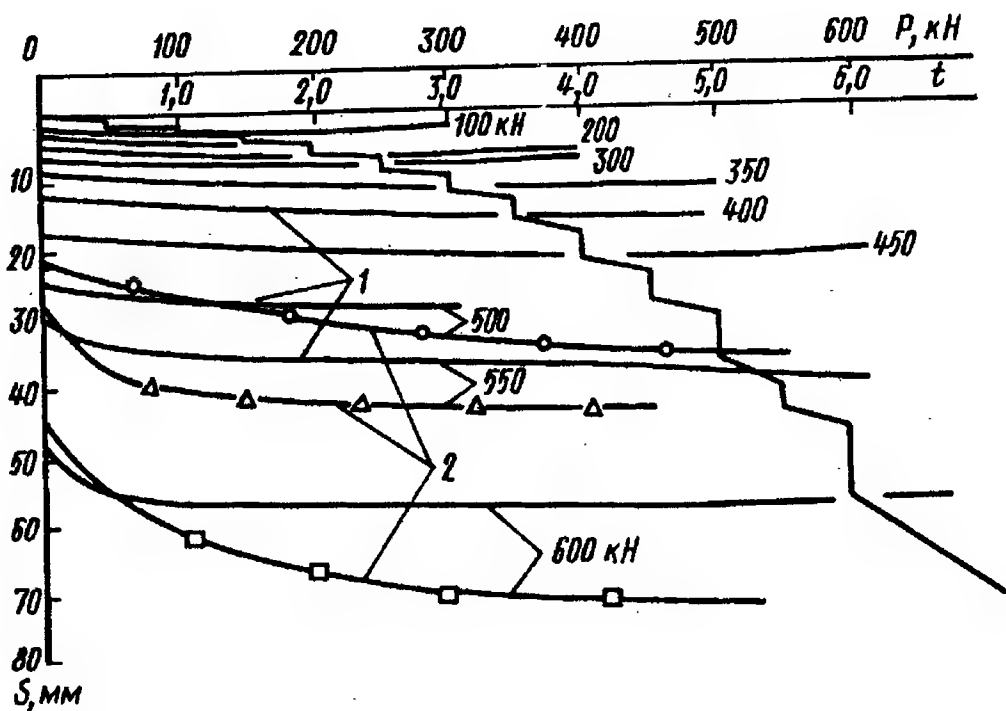


Рис. 7.4. Экспериментальные (1) и расчетные (2) данные испытаний свай СН 11-30 на площадке строительства комплекса грануляции (Соликамск)

Данная программа по расчету осадок свайных фундаментов хранится в фонде вычислительного центра Пермского политехнического института.

Предложенный подход для прогноза длительного взаимодействия системы "фундамент — основание" был реализован при проектировании ряда промышленных и гражданских объектов в инженерно-геологических условиях Западно-Уральского региона. Основанием свайных фундаментов являлись четвертичные суглинки и глины мягко- и тугопластичной консистенции значительной мощности с переменным уровнем грунтовых вод. Проведенные на этих площадках испытания штампов и эталонных свай вертикальными ступенчато-возрастающими нагрузками позволили использовать предлагаемую методику прогноза длительных осадок и экстраполировать результаты статических испытаний на любой период времени. На рис. 7.4 приведены экспериментальные и расчетные данные, полученные по результатам испытаний свай СН 11-30 на площадке строительства комплекса грануляции 2-го Соликамского рудоуправления р/о "Сильвинит". Анализ показывает, что разброс между экспериментальными и расчетными данными находится в пределах инженерной точности расчетов для задач механики грунтов.

На основании требований нормативных документов несущую способность сваи рекомендуется определять в зависимости от нормируемой предельно допустимой осадки здания

или сооружения. При этом для перехода от значения осадки одиночной сваи, полученной при обычных статических испытаниях, к осадке свайного фундамента сооружения, которая может развиваться в процессе эксплуатации, вводится коэффициент перехода ξ , принимаемый равным 0,2.

Данные геодезических наблюдений за осадками свайных фундаментов, запроектированных по результатам испытаний с коэффициентом перехода $\xi = 0,2$, показывают, что фактические осадки большинства сооружений меньше предельно допустимых в 2—4 раза. Анализ результатов наблюдений, полученных в ППИ, позволяет сделать вывод о дифференцированном подходе к выбору переходного коэффициента в сторону его повышения с учетом реологических параметров грунтов основания.

Предлагаемый инженерный метод на основе разработанной математической модели позволяет решить эту задачу с достаточной практической точностью. Для этого необходимо рассчитать осадку $S(t)$ при нагрузке P , соответствующей осадке Δ , снимаемой с графика испытаний при $\xi = 0,2$. Затем через коэффициент взаимовлияния свай по осадке K_0 определяется возможная осадка всего фундамента и сравнивается с нормативной предельно допустимой. При значительном расхождении $S(t)_ф$ и $S_{\max,и}$ коэффициент ξ уточняется в сторону повышения, и расчет повторяется.

Предложенный метод расчета переходного коэффициента был использован при проектировании свайных фундаментов ряда строительных объектов в Западно-Уральском регионе. Анализ результатов статических испытаний свай на этих площадках приведен ниже. Расчетные зависимости прогноза осадок при различных нагрузках показывают возможность назначения переходного коэффициента ξ в большинстве случаев выше нормативной величины. Результаты инструментальных геодезических наблюдений за осадками сооружений на свайных фундаментах и сравнение с расчетными зависимостями представлены в гл. 9.

7.2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЛИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ИСПЫТАНИЯХ СТАТИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ

Для проверки разработанной математической модели (7.9) на специальных экспериментальных площадках были организованы и проведены статические испытания свайных фундаментов и свай марки СНпр 12-30, СЦ 9-30.

Статические испытания проводились в соответствии с методикой ГОСТ 5686—78. Вертикальная вдавливающая нагрузка на испытываемую забивную сваю передавалась гидрав-

лическим домкратом ДГ-100 с тарированным манометром. Нагрузки прикладывались ступенями, равными $1/10—1/15$ от ожидаемой предельной нагрузки. Нагрузка на ступени выдерживалась до условной стабилизации осадки на ступени нагружения, равной 0,1 мм, за 2 ч наблюдения. Вертикальные перемещения свай фиксировались прогибомерами ПАО-6 с точностью отсчета до 0,01 мм. Наибольший расчетный прогиб упорной конструкции не превышал 0,004 ее расчетного пролета.

Реперная система для установки прогибомеров была изолирована от возможных температурных деформаций и влияния деформаций грунтов основания. Показания прогибомеров фиксировались на каждой ступени нагружения через 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 150, 180 мин и т.д. после прилоо-жения нагрузки. Результаты испытаний оформлены зависимостями $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$, приведенными на рис. 7.5.

Испытания одиночных свай проводились по стандартной методике для проверки возможности использования данных обычных испытаний для прогноза длительных осадок.

Сравнительный анализ данных статических испытаний свай СНпр 12-30 и СЦ 9-30 показывает, что при осадке $\Delta_1 = 16$ мм ($\xi = 0,2$) несущая способность составляет для первого случая $F''_{пр} = 650$ кН, для второго $F''_{2пр} = 500$ кН.

Исследование затухания осадки свай СНпр 12-30 при нагрузке $P_{14} = 700$ кН показывает, что условная стабилизация осадки на ступени нагружения происходит за 4 ч выдержки (см. рис. 7.5,а). Для свай СЦ 9-30 условная стабилизация осадки при нагрузке $P_{11} = 550$ кН наступает через 7 ч наблюдения.

Таким образом, по результатам испытаний свай СНпр 12-30 несущую способность можно назначить при осадке $\Delta_2 = 20$ мм ($\xi = 0,25$) и соответствующей нагрузке $P = 700$ кН, а для свай СЦ 9-30 — при $P = 550$ кН. Расчет осадок свайных фундаментов, которые могут развиваться в процессе эксплуатации, проводится с учетом взаимовлияния свай. Полученные значения стабилизированных осадок проверяются по допустимым нормируемым величинам.

Аналогично можно проанализировать возможность назначения несущей способности при осадках $\Delta_3 = 25$ мм ($P = 750$ кН) и $\Delta_4 = 30$ мм ($P_{12} = 600$ кН). Условная стабилизация осадок при таких нагрузках наступает соответственно через 7 и 9 ч. Принимаемые коэффициенты перехода равны $\xi_1 = 0,32$; $\xi_2 = 0,37$.

На рис. 7.5,б представлены расчетные кривые осадок одиночных свай и кустов из четырех свай СНпр 12-30 на период времени до 46 мес. Расчет осадок для кустов свай выполнен с учетом введения коэффициента взаимовлияния $K_0 = 2,3$, определяемого по графику на рис. 3.6 или табл. 7.4. Анализ зависимостей показывает правомерность назначения коэффици-

ента перехода $\xi = 0,25$ ($P = 700$ кН), так как стабилизированное значение осадки для фундамента из четырех свай не превышает 65 мм. При коэффициенте $\xi = 0,32$ ($P = 750$ кН) стабилизированная осадка равна 82,3 мм, что превышает абсолютную допустимую осадку для данного класса сооружения.

По результатам статических испытаний на рис. 7.6—7.9 построены графики зависимости $\dot{S} = F(P)$ и $S_0 = \psi(P)$, где $\dot{S}$ — скорость затухания осадки на ступени нагружения; S_0 — мгновенная осадка сваи после приложения нагрузки. Обе зависимости имеют параболический вид и подтверждают положение о двух стадиях работы сваи под нагрузкой.

Проведенные экспериментальные исследования показывают сложность обоснованного выбора переходного коэффициента ξ в зависимости от нагрузки P , осадки на ступени нагружения $S(t)$, мгновенной осадки S_0 и скорости затухания осадки на ступени нагружения $\dot{S}$. Зависимость между перечисленными параметрами носит нелинейный характер ввиду релогических свойств грунтового основания.

По данным испытаний свай СНпр 12-30 и СЦ 9-30 (см. рис. 7.6—7.9) построены изохронные кривые для $t_1 = 30$ мин, $t_2 = 60$ мин, $t_3 = 90$ мин, $t_4 = 120$ мин.

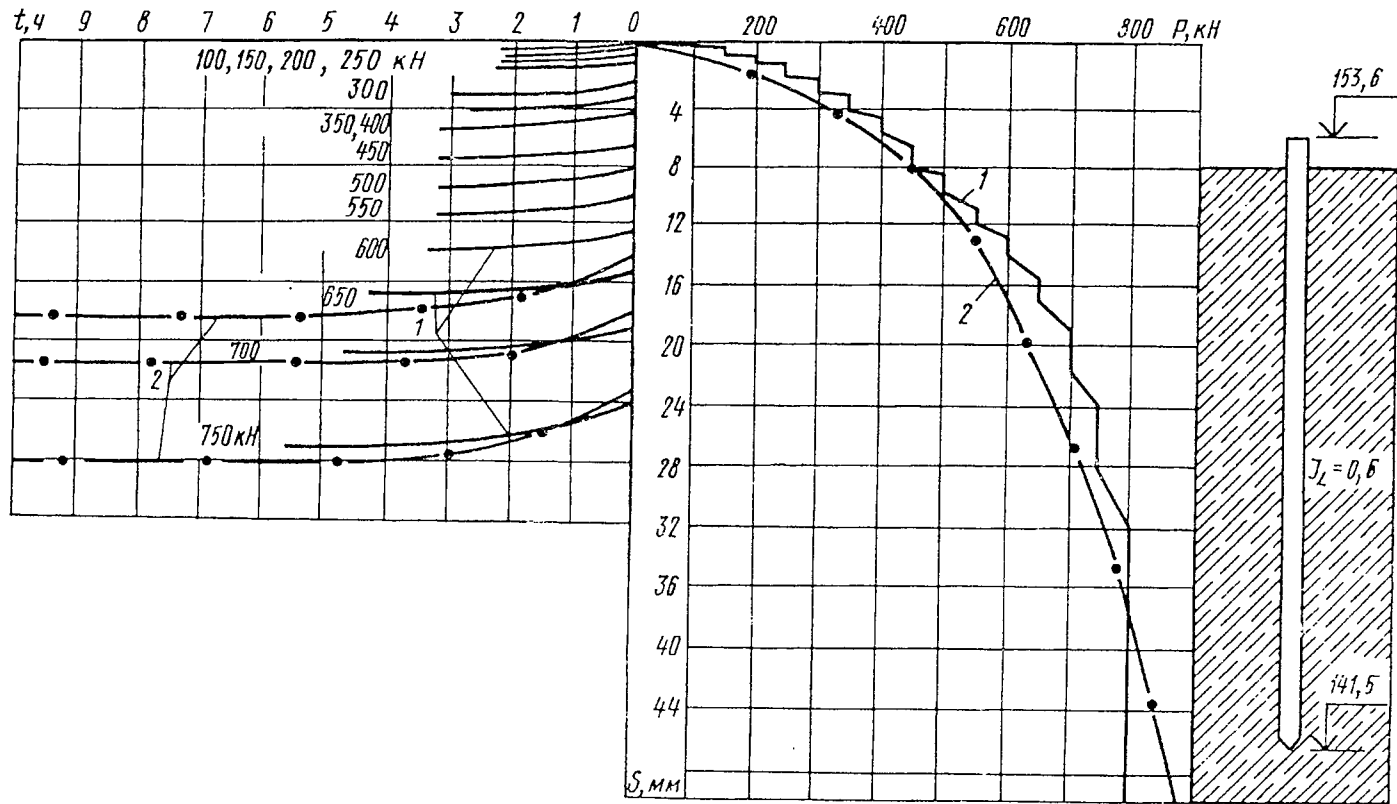
В первом случае кривые подобны в диапазоне 100—650 кН с погрешностью не более 12%, во втором случае в диапазоне 50—500 кН с погрешностью 15%. В работах М.А. Колтунова указывается, что подобие изохронных кривых — необходимое и достаточное условие для экстраполяции длительных деформаций по данным испытаний аппаратом теории наследственной ползучести.

Таким образом, для обоснованного назначения переходного коэффициента ξ и экстраполяции длительных осадок свайных фундаментов по данным испытаний можно использовать инженерный метод на основе теории наследственной ползучести.

Для исследования длительных осадок свайных фундаментов на специальной экспериментальной площадке были организованы сравнительные испытания одиночных свай, двух свайных фундаментов из четырех свай и двух свайных фундаментов из девяти свай марки СЦ 5-30.

Результаты испытаний одиночной сваи и фундамента из четырех свай СЦ 5-30 оформлены зависимостями $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$, представленными на рис. 7.10—7.12. По нормативным указаниям несущую способность одиночной сваи определяют при осадке $S = 16$ см при соответствующей нагрузке $P = 160$ кН. Суммарная несущая способность куста из четырех свай СЦ 5-30 составляет 640 кН. На рис. 7.10,б приведены расчетные зависимости $S = \varphi(t)$ по данным испытаний одиночной сваи, полученные разработанным инженерным методом. Анализ кривых показывает, что несущую способ-

a)



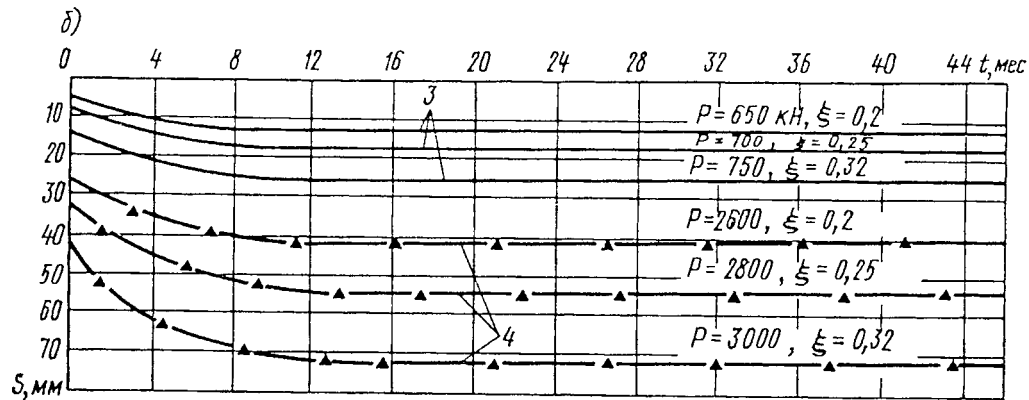


Рис. 7.5. Зависимости $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$ по результатам статических испытаний свай № 4г (СНпр 12-30) (а) и расчетные кривые (б)
 1 и 2 — экспериментальные и расчетные кривые;
 3 и 4 — расчетные кривые для одиночной сваи и фундамента из четырех свай

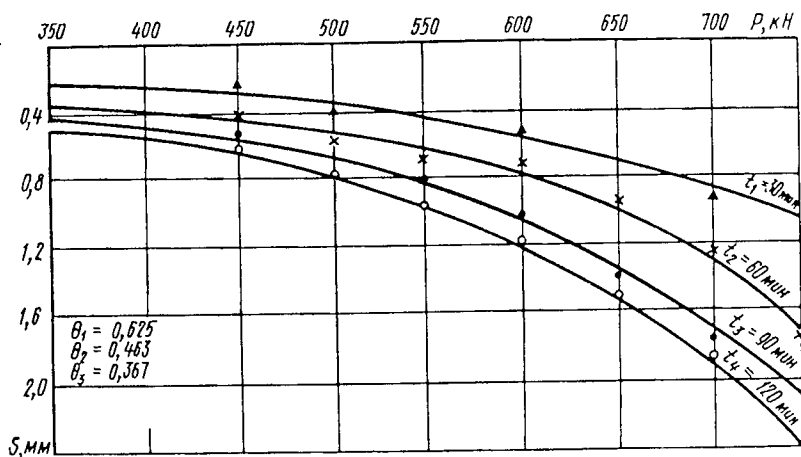


Рис. 7.6. Изохронные кривые по данным статических испытаний свай № 4г (СНпр 12-30)

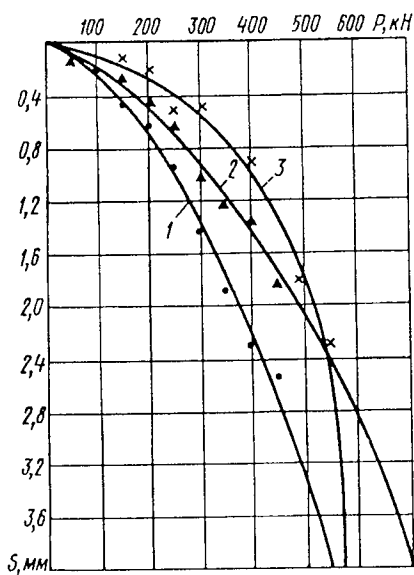


Рис. 7.7. Зависимости $S_0 = \gamma(P)$ по данным испытаний свай СЦ 9-30 (1), СН 12-30 (2, 3)

ность куста из четырех свай (шаг свай 3d) можно назначить $F_{\text{пр.ф}}^H = 800$ кН. Полная стабилизированная осадка при нагрузке $P = 800$ кН на период до 44 мес составляет 77,3 мм, что меньше соответствующих предельных значений. Коэффициент перехода для одиночной свай при $P = 200$ кН равен $\xi = 0,31$.

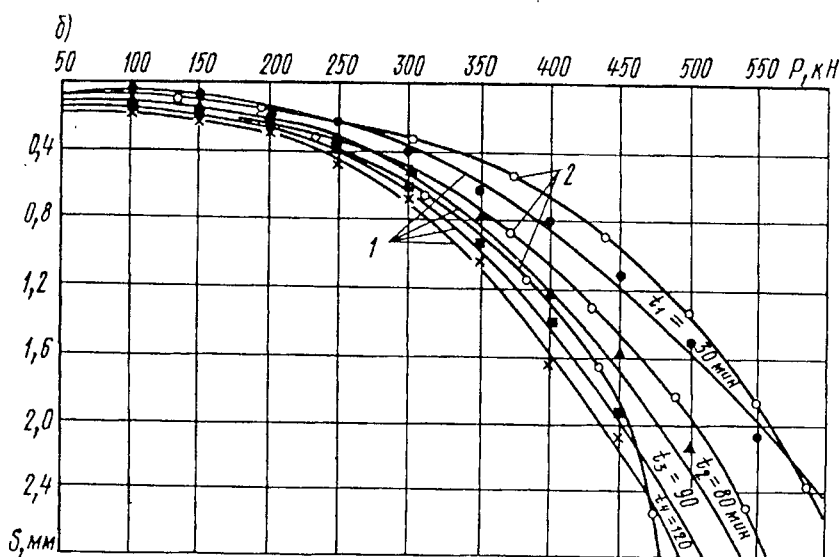
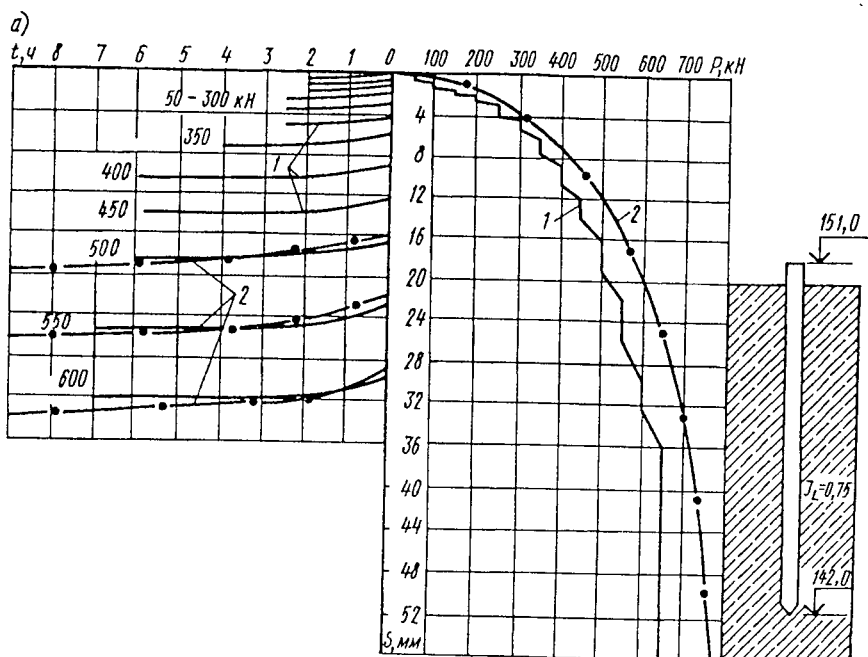


Рис. 7.8. Зависимости $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$ (а) и $S_1 = F(P_1)$, $S_2 = F(P_2)$ (б) по данным испытаний свай № 7г (СЦ 9-30)
1 и 2 — экспериментальные и расчетные кривые

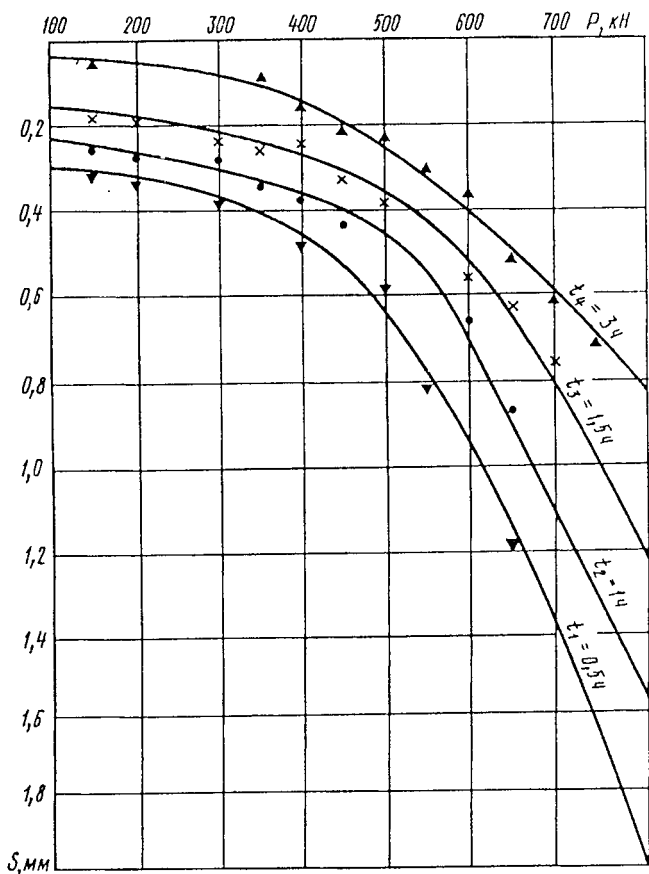


Рис. 7.9. Зависимость скорости осадок от нагрузки $S = F(P)$ по данным испытаний

Инженерный метод позволил обоснованно повысить переходной коэффициент ξ и увеличить несущую способность одиночной сваи на 20%.

Сравнительные данные статических испытаний одиночной сваи и фундамента из девяти свай СЦ 5-30 приведены на рис. 7.11. Руководствуясь нормативными документами, несущую способность фундамента определим как сумму $F_{\text{пр.ф}} = \sum_{i=1}^9 F_{\text{пр}}^i = 1440$ кН. Результаты испытаний куста из девяти свай показывают, что при нагрузке $P_{15} = 1500$ кН осадка на ступени $S(t)$ за 4 ч наблюдений составляет 16 мм и имеет тенденцию к полному затуханию. Анализ развития осадок при нагрузках $P_{16} = 1600$ кН; $P_{17} = 1700$ кН; $P_{18} = 1800$ кН также показывает условное затухание осадок в течение

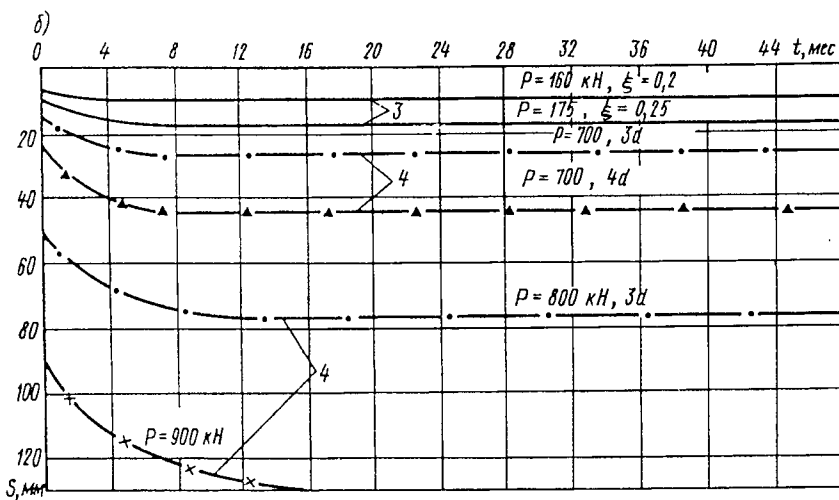
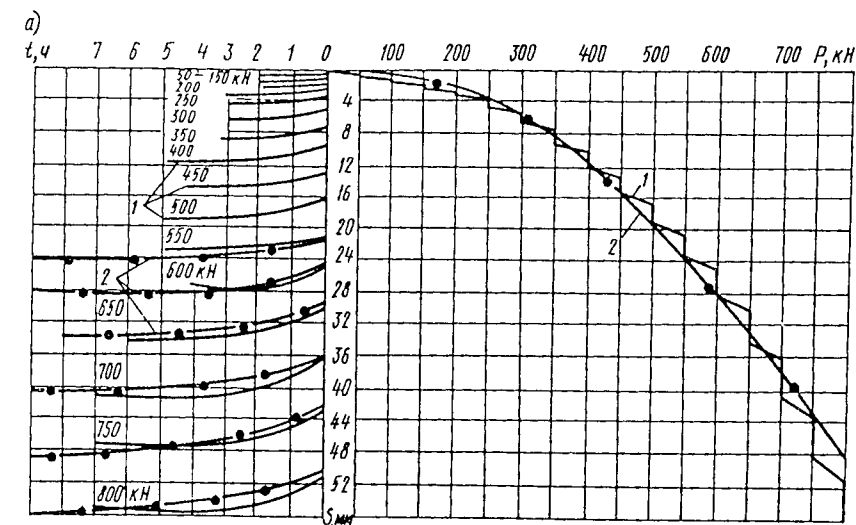


Рис. 7.10. Зависимости $S = f(P)$, $S = \varphi(t)$ по результатам испытаний фундамента из четырех свай СЦ 5-30 (а) и расчетные кривые (б)

1 и 2 — экспериментальные и расчетные кривые; 3 и 4 — расчетные кривые для одиночной сваи СЦ 5-30 и для фундамента из четырех свай СЦ 5-30 (шаг 3—4d)

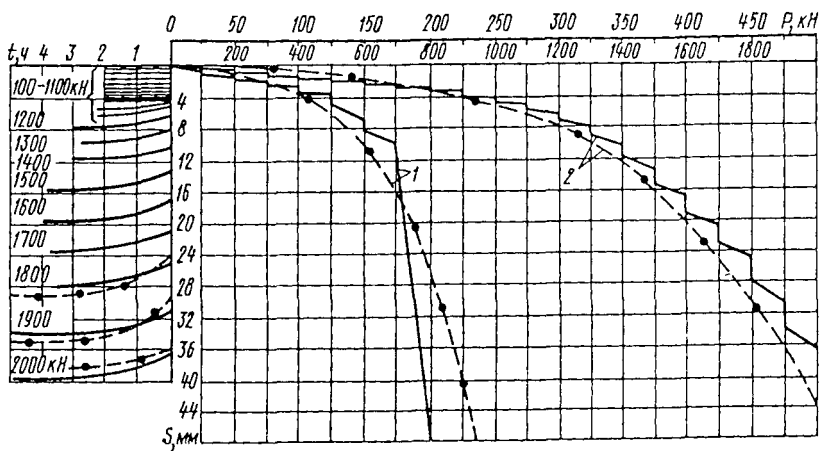


Рис. 7.11. Зависимости $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$ по результатам испытаний одиночной сваи СЦ 5-30 (1) и фундамента из девяти свай (2) (сплошные кривые — экспериментальные, пунктирные кривые — расчетные)

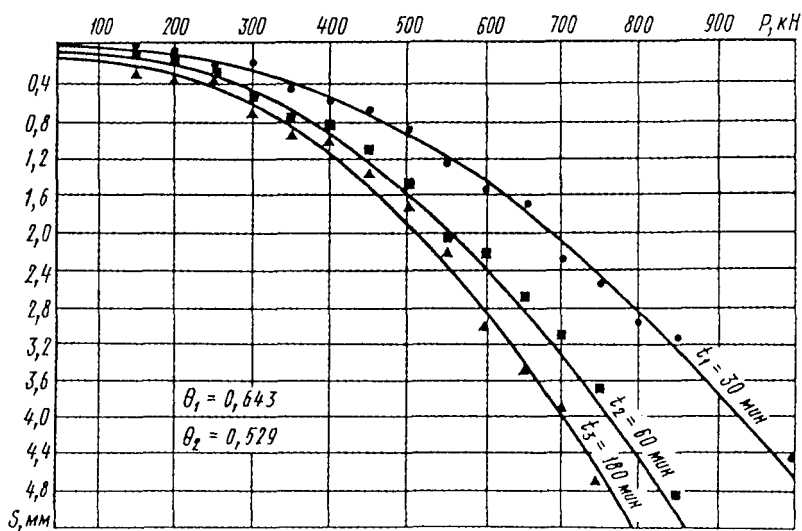


Рис. 7.12. Изохронные кривые по данным испытаний фундамента из четырех свай СЦ 5-30

4—6 ч. На рис. 7.13 приведены расчетные кривые прогноза осадок одиночных свай и фундамента из девяти свай, полученные реализацией математической модели (7.9). Анализ зависимостей показывает, что кривая при $P = 1440$ кН затухает при полной осадке 32,2 мм, что значительно меньше предельно допустимой величины. В данном случае правомерно несущую способность куста из девяти свай назначить 1750 кН, что соответствует полной стабилизированной осадке 73,6 мм.

Проведенные экспериментально-теоретические исследования несущей способности и длительных осадок фундаментов из девяти свай показывают, что на основе предложенного инженерного метода можно обоснованно повысить нагрузку на фундамент в среднем на 15—20%.

Необходимо отметить, что экспериментальные и расчетные значения осадок фундаментов при больших нагрузках значительно отличаются вследствие различия работы одиночной сваи и свайного фундамента. В пределах линейной зависимости осадка фундамента в 3—6 раз больше осадки одиночной сваи при соответствующих нагрузках. Но при увеличении нагрузки осадки свайных фундаментов возрастают плавно и при значениях 15—35 мм пересекают кривые $S = f(P)$ одиночных свай.

По данным испытаний в диапазоне нагружения 900—2000 кН построены изохронные кривые для $t_1 = 30$, $t_2 = 60$, $t_3 = 120$ и $t_4 = 180$ мин. Полученные зависимости приведены на рис. 7.14 и подобны в указанном интервале нагружения с погрешностью менее 13%. Коэффициент подобия для кривых 1—2 равен $\theta_1 = 0,69$; для 1—3 — $\theta_2 = 0,62$; для 1—4 — $\theta_3 = 0,53$. Как известно, подобие изохронных кривых — достаточное условие для экстраполяции длительных деформаций моделью, аналогичной (7.9).

Проведенные экспериментально-теоретические исследования несущей способности и длительных осадок свайных фундаментов показывают возможность назначения переходного коэффициента $\zeta = 0,25$ для глинистых грунтов мягко- и тугопластичной консистенции. Прогноз осадок свайных фундаментов можно рассчитать предложенным инженерным методом на основе реализации математической модели (7.9).

Сравнительные графики зависимостей $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$ для одиночных свай и фундамента из девяти свай приведены на рис. 7.13. Осадка свайного фундамента больше осадки одиночной сваи при соответствующих нагрузках в среднем в 2,3 раза.

Проведенные исследования распределения нагрузок на сваи в составе фундаментов и взаимовлияния свай позволяют сделать вывод о том, что в результате взаимодействия свай сопротивление грунта по боковой поверхности значительно снижается.

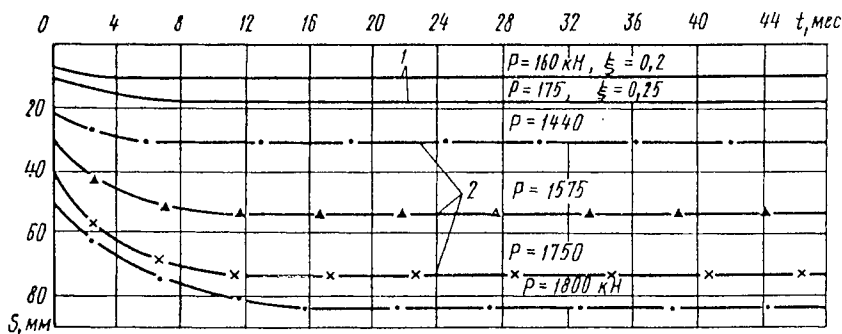


Рис. 7.13. Расчетные зависимости $S = \varphi(t)$ для одиночной свай (1) и для фундамента из девяти свай при различных нагрузках (2)

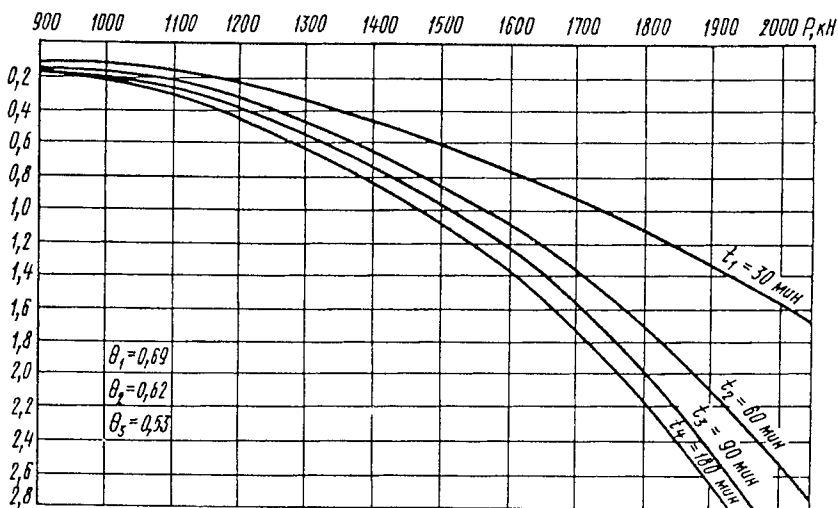


Рис. 7.14. Изохронные кривые по данным испытаний фундамента из девяти свай

Степень уменьшения несущей способности зависит от соотношения нагрузок через боковую поверхность и острие, числа свай в фундаменте, физических свойств грунтов основания. Неучет взаимовлияния свай в составе фундамента по осадке при расчете по деформациям может привести не только к количественной ошибке, но и к качественному несовпадению фактической и расчетной картин деформирования основания.

Необходимо отметить, что при работе свай в составе фундаментов не наблюдается резких провальных деформаций, осадка фундамента возрастает плавно и невозможно выделить предельную нагрузку. Поэтому вполне правомерно проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам на основе предложенного инженерного метода.

7.3. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СКОРОСТИ ПРИЛОЖЕНИЯ НАГРУЗКИ НА РАЗВИТИЕ ДЛИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Для реализации математической модели, предложенной в п. 7.1, необходимы данные статических испытаний, выполненных по ГОСТ 5686—78. Однако эта методика испытаний не учитывает существенного влияния скорости нагружения на процесс деформирования грунтов во времени. В то же время экспериментальные исследования показывают, что пренебрежение скоростью нагружения во время статических испытаний может привести к значительной количественной ошибке. Для анализа учета этого влияния рассматриваются две стадии работы сваи под нагрузкой. Как указывается в работах Н.А. Цытовича, Н.М. Герсевича, при небольших изменениях внешних давлений $[(1-3)10^5 \text{ Па}]$, а для глин полутвердой и твердой консистенции $(5-7)10^5 \text{ Па}]$ с достаточной для практических целей точностью зависимость между нагрузкой и осадкой может быть принята линейной, что значительно упрощает расчеты и не вносит больших погрешностей. Таким образом, для анализа влияния скорости нагружения на осадку сваи в пределах линейного участка графика $P-S$ можно воспользоваться уравнением линейной теории наследственной ползучести

$$S(t) = \frac{P(t)}{E} + \frac{1}{E} \int_0^t K(t-\tau) P(\tau) d\tau, \quad (7.22)$$

где $S(t)$ и $P(t)$ — осадка и нагрузка к моменту t от начала загрузки.

В работах Н.А. Цытовича показано, что деформации затухающей ползучести при сдвиге могут быть описаны уравнением, аналогичным (1.2). Таким образом, можно принять, что ползучесть грунта в плоскости острия сваи и по боковой поверхности описывается одним интегральным уравнением с одинаковым ядром вида (7.6).

Рассмотрим процесс осадки двух свай на одной ступени при нагрузке P , которая приложена за различное время (рис. 7.15).

Для первой сваи принимаются следующие условия нагружения:

$$\begin{aligned} P(t) &= Ph(t) \quad h(t) = 0 \text{ при } t < 0; \\ h(t) &= 1 \text{ при } t \geq 0, \end{aligned} \quad (7.23)$$

где $h(t)$ — функция Хевисайда.

Условно считается, что нагрузка на первую сваю приложена мгновенно. Это условие значительно упрощает анализ влияния режима нагружения на накопление осадки на ступени нагружения. Для второй сваи скорость приложения нагрузки $\dot{P}$ выбирается такой, чтобы общая нагрузка на ступени P для второго случая была достигнута за некоторое время t_i . Для упрощения доказательства принимается $\dot{P} = \text{const}$:

$$P(t) = \dot{P}t \text{ при } 0 \leq t \leq t_i; \quad (7.24)$$

$$P(t) = P \text{ при } t > t_i.$$

В первом случае уравнение осадки можно записать

$$S(t)_1 = PC + PC \int_0^t K(t-\tau) d\tau, \quad t > 0, \quad (7.25)$$

где постоянная C — величина, обратно пропорциональная модулю мгновенной деформации.

Для второго случая нагружения:

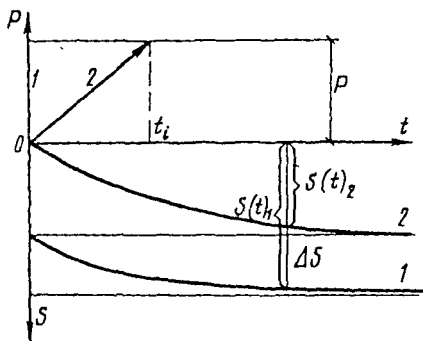
$$S(t)_2 = \dot{P}tC + \dot{P}C \int_0^t K(t-\tau) \tau d\tau; \quad 0 \leq t \leq t_i; \quad (7.26)$$

$$S(t)_2 = PC + \int_0^{t_i} K(t-\tau) P \tau d\tau + C \int_{t_i}^t K(t-\tau) P d\tau; \quad t > t_i. \quad (7.27)$$

Разность осадок при одинаковой нагрузке и при любом $t > t_i$ будет

$$\begin{aligned} \Delta S &= S(t)_1 - S(t)_2 = PC \left[1 + \int_0^t K(t-\tau) d\tau \right] - PC - \dot{P}C \times \\ &\times \int_0^{t_i} K(t-\tau) \tau d\tau - \left[PC \int_{t_i}^t K(t-\tau) d\tau + PC \int_0^{t_i} K(t-\tau) d\tau \right] = \\ &= PC \int_0^{t_i} K(t-\tau) d\tau - \frac{PC}{t_i} \int_0^{t_i} K(t-\tau) \tau d\tau = \\ &= PC \int_0^{t_i} K(t-\tau) d\tau - \frac{PC}{t_i} \int_0^{t_i} K(t-\tau) \tau d\tau. \end{aligned}$$

Рис. 7.15. Зависимости $S_i = \varphi(t)$ для учета скорости приложения нагрузки при быстром нагружении (1) и медленном нагружении (0 — $-t_i$) (2)



Разность осадок для двух режимов нагружения

$$\Delta S = PC \int_0^t K(t-\tau) \left(1 - \frac{\tau}{t_i}\right) d\tau, \quad (7.28)$$

где

$$K(t-\tau) = \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}}.$$

Если в формуле (7.28) выполнить замену $t-\tau = \omega$, $t-t_i = 0$, то можно записать

$$\int_0^{t_i} K(t-\tau) \left(-\frac{t_i-\tau}{t_i}\right) d\tau = \int_{t-t_i}^t K(\omega) \frac{\omega-\theta}{t_i} d\omega = K(t-\nu t_i) \frac{t_i}{2};$$

$$\Delta S = S(t)_1 - S(t)_2 = PCK(t-\nu t_i) \frac{t_i}{2}; \quad 0 < \nu < 1;$$

$$S(t)_1 = S(t)_2 + PCK(t-\nu t_i) \frac{t_i}{2};$$

$$S(t)_1 = S(t)_2 + C_1; \quad C_1 > 0. \quad (7.29)$$

Таким образом, получено доказательство того, что кривые осадки свои не совпадают ни при каких t с кривыми осадки S_i при той же нагрузке, достигнутой за другой время. Чем с меньшей скоростью идет нагружение, тем быстрее частицы грунта успевают среагировать в ответ на внешнее воздействие — происходит перестройка структуры грунта (с разрывом старых и образованием новых структурных связей), идет закрытие существующих микротрещин, причем в активной зоне наблюдается уменьшение пористости грунта. Следует от-

метить, что в водонасыщенных глинах реологические процессы накладываются на процесс фильтрационной консолидации, но не заканчиваются вместе с ней, а продолжают иногда длительное время и по окончании фильтрационного уплотнения. Ползучесть скелета грунта в чистом виде может быть исследована в глинистых грунтах тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции. При проведении статических испытаний в таких грунтах было неоднократно замечено, что чем больше скорость нагружения сваи, тем осадка на ступени будет больше, т.е. предельная осадка при ускоренном испытании будет достигнута при меньшей нагрузке.

При проектировании свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок недостаточно исследовать линейный участок графика нагрузка—осадка, а необходимо описать весь процесс до осадок 80—120 мм. Для выяснения влияния скорости нагружения на осадку сваи на участке, где нарушается пропорциональная зависимость между осадкой и нагрузкой, рассмотрим уравнение вида

$$\varphi[S(t)] = P(t) + \int_0^t K(t-\tau)P(\tau)d\tau. \quad (7.30)$$

Принимая условия нагружения (7.23) и (7.24), зависимость между осадкой сваи, нагрузкой и временем для первого случая можно представить в виде

$$\varphi[S(t)_1] = P(t) + \int_0^t \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)} P(\tau) d\tau, \quad (7.31)$$

где $\varphi[S(t)_1]$ — функция, учитывающая нелинейность грунтового основания; $P(t)$ — нагрузка на момент времени t_1 ; в нашем случае $P = \text{const}$ (7.23);

$K(t-\tau) = \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}}$ — интегральное ядро М.А. Колтунова.

Анализ данных статических испытаний показывает, что нелинейную функцию можно записать в виде

$$\varphi[S(t)_1] = b \operatorname{arctg} [BS(t)_1], \quad (7.32)$$

где b — постоянный параметр, зависящий от мгновенной осадки S_0 ; $S(t)_1$ — осадка сваи на ступени нагружения на период t .

Таким образом, уравнение развития осадки для первого режима нагружения записывается в виде

$$b \operatorname{arctg} [BS(t)_1] = P + AP \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} d\tau. \quad (7.33)$$

Для решения интегрального уравнения выполним преобразования, аналогичные (7.10). С учетом этого

$$J_1 = \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} d\tau = \int_0^{\beta t} \exp(-z) \left(\frac{z}{\beta}\right)^{\alpha-1} \frac{dz}{\beta} =$$

$$= \beta^{-\alpha} \int_0^{\beta t} \exp(-z) z^{\alpha-1} dz.$$

$$S(t)_1 = \frac{1}{B} \operatorname{tg} \frac{P + AP\beta^{-\alpha} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (\beta t)^{\alpha+n}}{n!}}{b} \quad (7.34)$$

где

$$S(t)_1 = \frac{1}{B} \operatorname{tg} \left[\frac{P + AP\beta^{-\alpha} \sum_1}{b} \right]. \quad (7.35)$$

Во втором случае нагружения (7.24) общее уравнение осадки сваи на ступени нагружения будет

$$\varphi[S(t)_2] = P + \int_0^{t_i} K(t-\tau) P d\tau + \int_{t_i}^t K(t-\tau) P d\tau \quad (7.36)$$

или с учетом (7.6) и (7.32)

$$b \operatorname{arctg} [BS(t)_2] = P + P \int_0^{t_i} \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} \tau d\tau + P \int_{t_i}^t \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} d\tau, \quad (7.37)$$

где P — скорость приложения нагрузки; A, α, β — постоянные параметры, которые определяются по предлагаемой методике (п. 7.1).

Для определения интеграла J_2 выполним следующие преобразования: $t - \tau = x$; $\tau = 0$ при $x = t$; $\tau = t_i$ при $x = t - t_i$;

$$J_2 = \int_0^{t_i} \left\{ (t-\tau) \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} - t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} \right\} d(t-\tau) =$$

$$= \int_0^{t_i} \left\{ (t-\tau)^{\alpha} \exp[-\beta(t-\tau)] - t (t-\tau)^{\alpha-1} \exp[-\beta(t-\tau)] \right\} d(t-\tau) =$$

$$= \int_{t-t_i}^t [x^{\alpha} \exp(-\beta x) - t x^{\alpha-1} \exp(-\beta x)] dx =$$

$$\begin{aligned}
&= \int_t^{t-t_i} \left[x^\alpha \sum_0^\infty - \frac{(-\beta)^n x^n}{n!} - t x^{\alpha-1} \sum_0^\infty \frac{(-\beta)^n x^n}{n!} \right] dx = \\
&= \left[\sum_0^\infty \frac{(-\beta)^n}{n!(n+\alpha+1)} x^{n+\alpha+1} - t \sum_0^\infty \frac{(-\beta)^n}{n!(n+\alpha)} x^{n+\alpha} \right] \int_t^{t-t_i} = \\
&= \sum_0^\infty \left\{ \frac{(-\beta)^n}{n!(n+\alpha+1)} [(t-t_i)^{n+\alpha+1} - t^{n+\alpha+1}] \right\} - \\
&- t \sum_0^\infty \left\{ \frac{(-\beta)^n}{n(n+\alpha)} [(t-t_i)^{n+\alpha} - t^{n+\alpha}] \right\}; \quad t > t_i. \quad (7.38)
\end{aligned}$$

Обозначим полученные суммы рядов через Σ_2 и Σ_3 соответственно, тогда

$$J_2 = \Sigma_2 - t \Sigma_3.$$

Для определения интеграла J_3 необходимо выполнить те же преобразования, что и при определении интеграла J_2 . Получим.

$$\begin{aligned}
J_3 &= \int_0^{t-t_i} \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} d(t-\tau) = \int_0^{t-t_i} x^{\alpha-1} \exp(-\beta x) dx = \\
&= \int_0^{t-t_i} x^{\alpha-1} \sum_0^\infty - \frac{(-\beta)^n x^n}{n!} dx = \int_0^{t-t_i} \sum_0^\infty - \frac{(-\beta)^n x^{n+\alpha-1}}{n!} dx = \\
&= \sum_0^\infty - \frac{(-\beta)^n}{n!(n+\alpha)} (t-t_i)^{n+\alpha} = \Sigma_4. \quad (7.39)
\end{aligned}$$

С учетом полученных решений уравнение можно представить в виде

$$b \operatorname{arctg}[BS(t)_2] = P + \dot{A}P[\Sigma_2 - t \Sigma_3] + AP \Sigma_4. \quad (7.40)$$

Тогда выражение для длительной осадки $S(t)_2$ с учетом скорости приложения нагрузки записывается в виде

$$S(t)_2 = \frac{1}{B} \operatorname{tg} \left[\frac{P + \dot{A}P(\Sigma_2 - t \Sigma_3) + AP \Sigma_4}{b} \right]. \quad (7.41)$$

Сравнительный анализ (7.35) и (7.41) показывает, что условие

$$\Delta S = S(t)_1 - S(t)_2 > 0 \quad (7.42)$$

выполняется при

$$P + AP \beta^{-\alpha} \Sigma_1 > P + PA (\Sigma_2 - t \Sigma_3) + AP \Sigma_4. \quad (7.43)$$

Исследование рядов в уравнениях (7.34) и (7.38) показывает, что при одинаковых P, A, β, α выполнение неравенства (7.42) справедливо для любых $t > t_i$.

Таким образом, показано, что на участке графика "P—S", где нарушается пропорциональная зависимость между нагрузкой и осадкой, влияние скорости нагружения можно учесть уравнением (7.41).

Для практических расчетов можно использовать программу для ЭВМ ЕС на языке "Fortran-4", которая хранится в фонде алгоритмов ВЦ ППИ.

Для примера в табл. 7.1 приведены расчетные и экспериментальные данные статических испытаний двух свай СН 5-30, проведенных на строительной площадке микрорайона Городские Горки г. Перми.

На основании отчета проектно-изыскательского института Верхнекамтисиз и исследований, выполненных в лаборатории механики грунтов Пермского политехнического института, было установлено следующее геологическое строение площадки:

- 1) суглинок мягкопластичный, тугопластичный, светло-коричневый, бурый, общая мощность слоя 11,2—12,5 м;
- 2) галечник кварцево-яшмового состава с примесью песка мощностью 2—2,5 м.

В результате лабораторных исследований свойств суглинка установлены: плотность грунта $\rho = 1,65—1,85 \text{ т/м}^3$; природная влажность $W = 18—24,5\%$; влажность на границе раскатывания $W_p = 19—21\%$; влажность на границе текучести $W_r = 28,5—35\%$; пористость $n = 42—50\%$; коэффициент пористости $\varepsilon = 0,71—0,99$; степень водонасыщенности $S_r = 0,5—0,8$; угол внутреннего трения $\varphi = 16—17^\circ$; удельное сцепление $c = 18—24 \text{ кПа}$; модуль деформации ($h = 6 \text{ м}$) $E_0 = 13—16 \text{ МПа}$. На время испытаний суглинок находился в мягко- и тугопластичном состоянии.

Статические испытания проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 5686—78. На сваю № 1э нагрузка на ступени передавалась через гидравлический домкрат ДГ-100 электрической насосной станцией в течение 0,2—1,5 мин в зависимости от диапазона нагружения. Отсчеты по прогибомерам снимались через 5, 20, 60, 120, 150, 270 мин и т.д. после

Т а б л и ц а 7.1. Сравнение экспериментальных и расчетных осадок по результатам статических испытаний двух забивных свай в различных режимах нагружения

№ опы- тов	Нагрузка на ступени, кН	Время вы- держки t , мин	S_1 exper., мм	S_1 расч., мм	% погреш- ности	S_2 exper., мм	S_2 расч., мм	% погреш- ности	$S_{1э} - S_{2э}$	$S_{1р} - S_{2р}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	100	5	0,31	0,29	6	0,27	0,21	22	12	27
		20	0,50	0,41	18	0,42	0,33	21	16	19
		60	0,65	0,53	18	0,57	0,41	28	12	22
		120	0,75	0,69	8	0,62	0,54	12	17	21
		150	0,80	0,71	11	0,70	0,59	15	12	16
2	150	5	0,64	0,50	21	0,41	0,36	12	35	28
		20	0,99	0,87	12	0,73	0,53	27	26	39
		60	1,23	1,11	9	0,89	0,68	23	27	38
		120	1,41	1,22	13	1,12	0,90	19	20	26
		150	1,49	1,58	6	1,26	0,99	21	15	37
3	210	5	0,93	1,12	20	0,77	0,85	10	17	24
		60	1,69	1,77	4	1,38	1,68	21	18	5
		120	1,76	1,89	7	1,48	1,84	24	15	2
		150	1,85	2,18	17	1,59	1,91	20	14	12
		270	1,88	2,27	20	1,63	1,92	17	13	15

4	260	5	1,46	1,11	23	0,98	1,21	23	32	9
		20	2,13	2,27	6	1,68	1,92	14	21	15
		60	2,59	2,71	4	1,99	2,31	16	23	14
		120	3,01	3,12	3	2,31	2,65	14	23	15
		150	3,46	3,79	9	2,63	2,88	9	23	24
		270	3,59	3,94	9	2,92	3,17	8	18	19
		390	3,70	4,45	20	3,03	3,26	7	18	26
5	300	5	4,08	3,21	21	3,01	2,53	15	26	21
		20	6,21	6,92	11	5,45	4,86	10	12	29
		60	7,77	7,31	5	6,89	5,81	15	11	20
		120	8,69	8,15	6	7,41	6,58	11	14	19
		150	9,23	9,99	8	7,95	7,25	8	13	27
		270	9,85	10,41	5	8,22	7,32	10	16	29
		390	9,93	11,25	13	8,31	7,41	10	16	34
6	330	5	10,22	8,12	20	7,33	5,99	18	28	26
		20	16,81	15,47	7	12,49	10,43	16	25	32
		60	19,76	16,99	14	15,11	13,81	8	23	18
		120	21,53	19,15	11	17,71	15,76	11	17	17
		150	22,69	20,28	10	18,56	17,23	7	18	15
		270	22,99	20,32	11	18,91	17,43	7	17	14
		390	23,08	20,41	11	19,02	17,51	7	17	14

окончания нагружения. По результатам испытаний выполнен расчет развития осадок свай на ступенях нагружения в диапазоне 100—330 кН. Экспериментальные и расчетные данные приведены в табл. 7.1 (графы 4 и 5).

На сваю № 2э нагрузка передавалась через домкрат ДГ-100 ручной насосной станцией, и время достижения нагрузки на ступени изменялось от 11,5 до 25,5 мин. Результаты испытаний и расчетные данные в диапазоне 100—300 кН приведены в графах 7 и 8.

Относительная погрешность расчетного метода в первом случае не превышает 23%, во втором — 27%.

Сравнение экспериментальных и расчетных данных по испытаниям свай № 1э и 2э (графы 10 и 11) показывает значительную зависимость развития осадки во времени от скорости приложения нагрузки. Расхождение экспериментальных данных достигает 35%, а расчетных до 39% в диапазоне испытаний 100—300 кН.

Для оценки влияния режимов приложения нагрузки, пользуясь нормативными указаниями, рассчитаем несущую способность каждой сваи. Свайные фундаменты на данной площадке предназначены для строительства пятиэтажного крупнопанельного жилого дома серии 1-464А, поэтому по таблице находим для этого здания $S_{\max, u} = 10$ см. Нормативное предельное сопротивление свай определяется по табл. 7.5 при осадке $\Delta = 2$ см, при этом коэффициент перехода взят равным 0,2. Несущая способность свай № 1э составляет $F_1 = 310$ кН, сваи № 2э — $F_2 = 330$ кН.

Пользуясь результатами испытаний, можно предлагаемым методом рассчитать осадку свай на всем диапазоне нагружения на любой период времени. Полная стабилизированная осадка при нагрузке $P = 330$ кН на период времени $t = 44$ мес для первой сваи составит $S_{t44} = 61,2$ мм, для второй сваи при такой же нагрузке $S_{t44} = 54,9$ мм.

Следует отметить, что в строительстве встречаются различные случаи загрузки свайных фундаментов. При монтаже каркасных промзданий, крупнопанельных домов нагрузка передается ступенями и в течение различного времени. При строительстве кирпичных зданий происходит равномерное во времени нагружение. После окончания строительства и монтажа оборудования нагрузка на свайный фундамент в основном постоянна. Таким образом, учет влияния скорости нагружения позволит не только правильно оценить несущую способность свай при статических испытаниях, но и дать рекомендации проектировщикам по рациональному устройству свайных фундаментов.

В общем случае оптимальной следовало признать такую методику испытаний, при которой режим нагружения моделировал бы строительную и эксплуатационную нагрузки.

Обобщая экспериментальные и теоретические исследования, можно сделать следующие выводы:

1) чем больше скорость приложения нагрузки на ступенях нагружения, тем больше общая полная осадка свай;

2) неучет режима нагружения приводит к количественным и качественным ошибкам при описании процесса развития осадок;

3) разработанная математическая модель описывает процесс развития осадок свай и свайных фундаментов с учетом скорости нагружения;

4) предложенный метод позволяет более достоверно оценить несущую способность свайных фундаментов по данным статических испытаний.

7.4. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ КРАТКОВРЕМЕННЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ОСАДКИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

В зависимости от технологии производственного процесса в промышленном здании может быть запроектировано крановое оборудование грузоподъемностью от 5 до 350 т. Коэффициент использования кранов во времени колеблется от 0,85 для машиностроительных и металлургических производств до единичных случаев в год при демонтаже оборудования в зданиях ТЭЦ. Методика учета кратковременных нагрузок на свайные фундаменты при расчете осадок в настоящее время не разработана. В проектной практике сбор нагрузок на фундамент принимают по самому невыгодному их сочетанию. Но если такая схема учета крановых нагрузок оправдана для расчета надземных конструкций, то при проектировании свайных фундаментов правильность такого подхода зависит от грунтовых условий. По данным института ВНИИОСП им. Н.М. Герсевича, если нижние концы забивных свай заглублены в относительно плотные грунты, то периодически действующие кратковременные крановые нагрузки вызовут только упругие, не остаточные осадки свайных фундаментов. Поэтому при проектировании в подобных грунтовых условиях крановые нагрузки можно не учитывать либо принимать с понижающим коэффициентом. Правильность такого подхода подтверждена долговременными инструментальными наблюдениями.

Сложнее обстоит дело при работе свайных фундаментов в слабых глинистых грунтах различной консистенции. Влияние характера приложения и длительности действия нагрузки на прочность грунта и на накопление остаточных деформаций во времени еще не получило полного физического объяснения. Однако многочисленные эксперименты позволяют для описания реологических процессов в связных грунтах ис-

пользовать аппарат теории наследственной ползучести. Феноменологическое описание условий разрушения связного грунта применено Л.С. Липидусом при разработке инженерного метода расчета основной площадки земляного полотна при действии пульсационных нагрузок.

Исследования действительных осадок свайных фундаментов показали, что большая часть осадки $S(t)$ — 65—75% — происходит в период строительства, а остальная часть — в эксплуатационный период. В промзданиях с тяжелым крановым режимом динамическая составляющая, обозначим ее $S(t)_д$, от общей осадки $S(t)$ формируется в основном за счет ползучести связного грунта. Принимаем, что процесс фильтрационного уплотнения к моменту учета крановых нагрузок в основном закончен.

Закон приложения периодически действующей нагрузки записывается в виде

$$P(t) = P_a \sum_{k=1}^n [h(KT^k) - h(KT + \theta_B)], \quad (7.43)$$

где P_a — максимальная амплитудная нагрузка; T — период приложения нагрузки; θ_B — время приложения нагрузки; $h(t)$ — функция Хевисайда.

Воспользуемся разработанной математической моделью (7.9) для исследования динамической составляющей $S(t)_д$ и запишем в общем виде уравнение

$$S(t)_д = S_0 \left\{ \operatorname{tg} [bP(t)]^n + A \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} \operatorname{tg} [bP(\tau)]^n d\tau \right\}, \quad (7.44)$$

где A, α, β, S_0, b — основные параметры, определяемые по предложенной выше методике.

Анализ (7.43) показывает, что большее влияние на осадку окажет амплитудное значение нагрузки, поэтому вследствие малости θ_B закон нагружения можно записать в виде последовательности дельта-функций

$$P(t) = P_a \theta_B \sum_{k=0}^n \delta(KT). \quad (7.45)$$

Тогда уравнение (7.44) можно переписать в виде

$$S(t)_д = S_0 \left\{ \operatorname{tg} [bP_a \theta_B \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^n + A \int_0^t \frac{\exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} \times \right. \\ \left. \times \operatorname{tg} [bP(\tau)]^n d\tau \right\}. \quad (7.46)$$

Определение интеграла J можно представить в виде суммы ряда (7.12), тогда

$$S(t)_{\text{д}} = S_0 \left\{ \operatorname{tg} [bP_a \theta_B \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^{n+A} \operatorname{tg} [bP_a \theta_B \times \right. \\ \left. \times \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^n [\beta^{-\alpha} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(1)^n (\beta t)^{\alpha+n}}{n! (\alpha+n)}] \right\}. \quad (7.47)$$

Анализ уравнения (7.47) показывает, что, зная закон периодического нагружения и определив опытные постоянные, можно рассчитать динамическую составляющую общей осадки для зданий со значительными технологическими нагрузками циклического действия.

Решение интеграла J можно выразить и через сумму

$$S(t)_{\text{д}} = S_0 \left\{ \operatorname{tg} [bP_a \theta_B \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^{n+A} \operatorname{tg} [bP_a \theta_B \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^n \times \right. \\ \left. \times [\exp(-\beta T) + 2^{\alpha-1} \exp(-2\beta T) + \dots n^{\alpha-1} \exp(-n\beta T)] \right\}; \quad (7.48)$$

$$A > 0, 0 < \alpha < 1; \beta > 0$$

Сумму ряда в третьих квадратных скобках достаточно точно можно найти по формуле трапеций. Зная, что

$$\sum_{1/2}^{n+1/2} \frac{dy}{y^{1-\alpha}} = -\frac{1}{\alpha} \left[\left(n + \frac{1}{2} \right)^{\alpha} - \left(\frac{1}{2} \right)^{\alpha} \right], \quad (7.49)$$

сумму ряда (7.48) можно записать в виде

$$\sum_{k=0}^n K^{1-\alpha} \exp[-K\beta T] \approx \int_{1/2}^{n+1/2} y^{1-\alpha} \exp[-\beta Ty] dy = \\ = \frac{1}{T\beta^{-\alpha}} [\gamma(-\alpha; \beta T_{n+0,5}) - \gamma(-\alpha; 0,5\beta T)], \quad (7.50)$$

где $\gamma(x, y)$ — неполная гамма-функция.

Обозначим $\operatorname{tg}[bP_a \theta_B \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^n$ через M , тогда

$$S(t)_{\text{д}} = S_0 M \left\{ 1 + \frac{1}{T\beta^{-\alpha}} [\gamma(-\alpha; \beta T_{n+0,5}) - \gamma(-\alpha; 0,5\beta T)] \right\}. \quad (7.51)$$

При бесконечно большом количестве циклов нагружения можно получить конечное значение динамической составляющей

$$S(t)_d = S_0 M [1 + \Gamma(-\alpha)], \quad (7.52)$$

где $\Gamma(-\alpha)$ — гамма-функция Эйлера; $M = \lg[bP_a \theta_b \sum_{k=0}^n \delta(KT)]^n$.

Таким образом, определив, согласно предложенной выше методике, реологические параметры интегрального ядра и имея динамические характеристики технологической нагрузки P_a , T , θ_b , можно рассчитать по формуле (7.51) динамическую составляющую общей осадки на любой момент времени или ее конечное значение (7.52).

Для прогноза длительных осадок свайных фундаментов сооружений со значительными технологическими нагрузками разработана программа для ЭВМ ЕС на языке "Fortran-4", которая хранится в фонде алгоритмов ВЦ ППИ.

Проведенные теоретические исследования достаточно убедительно демонстрируют универсальный характер математической модели (7.9) и возможность ее использования для расчета развития осадок свайных фундаментов в различных режимах нагружения.

7.5. ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ДЛИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Массовое внедрение свайных фундаментов и многочисленные статические испытания свай позволили накопить большой объем экспериментальной информации о длительном взаимодействии систем "свая—грунт" и "свайный фундамент—грунт". Обработка экспериментальной информации позволила выявить закономерности деформирования грунтов основания в зависимости от геометрических параметров свай (длины и сечения), вертикальной вдавливающей нагрузки, инженерно-геологического сложения площадки и реологических свойств грунтов основания.

Предложенная в п. 7.1 вязкоупругая нелинейная модель в случае выбора степенного ядра $K(t-\tau)$ ползучести была использована для разработки практического метода расчета длительных осадок свай и свайных фундаментов.

Для одиночных забивных висячих свай, нагруженных вертикальными вдавливающими нагрузками, уравнение осадки сваи во времени можно записать в виде

$$S_{t1} = S_0 + S_t, \quad (7.53)$$

где S_0 — осадка сваи сразу после приложения нагрузки; S_t — дополнительная осадка сваи на любой период времени, обусловленная реологическими свойствами основания:

$$S_0 = \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\max, u}; \quad (7.54)$$

$$S_t = \beta_1 \beta_2 \lambda [\eta S_0]^{1/t}; \quad (7.55)$$

где $\alpha_1, \beta_1, \lambda, \eta$ — безразмерные коэффициенты, учитывающие литологическое строение и вязкие свойства грунтов основания (табл. 7.6); α_2, β_2 — безразмерные коэффициенты, учитывающие геометрические размеры сваи и расчетную нагрузку на сваю (табл. 7.7); $\xi = 0,2$ — переходный коэффициент от осадок пробных свай к эксплуатационной осадке сооружения; $S_{\max, u}$ — максимальная предельная осадка сооружения, определяемая по прил. 4 СНиП 2.02.01-83, $S_{\max} \leq 15$ см; t — время, мес; $t \geq 1,0$.

Пример 7.1. Построить график осадки во времени сваи СЦ 8-30 и ленточного свайного фундамента крупнопанельного здания; расчетная нагрузка на сваю $P = 450$ кН. Основание двухслойное: 1-й слой — суглинок тугопластичный, $e = 0,70$; $J_L = 0,4$; 2-й слой — песок мелкозернистый, $e = 0,70$.

Решение. Записываем формулу (7.53) с учетом (7.54) и (7.55) для расчета осадок свай:

$$S_{t1} = \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\max, u} + \beta_1 \beta_2 \lambda (\eta S_0)^{1/t}.$$

Из табл. 7.2 и 7.3 с учетом интерполяции определяем параметры: $\alpha_1 = 0,379$; $\beta_1 = 0,871$; $\lambda = 0,509$; $\eta = 0,644$; $\alpha_2 = 0,309$; $\beta_2 = 0,884$; $\xi = 0,2$.

Для крупнопанельных зданий $S_{\max, u} = 10$ см (прил. 4 СНиП 2.02.01-83).

$$S_{t1} = 0,379 \cdot 0,309 \cdot 0,2 \cdot 10 + 0,871 \cdot 0,884 \cdot 0,509 (0,644 S_0)^{1/t};$$

$$S_{t1} = 0,234 + 0,392 (0,151)^{1/t}.$$

Выполняем расчет осадки сваи на период 1, 2, 3, 6, 12 мес:

$$S_{t1(1)} = 0,234 + 0,392 \cdot 0,151 = 0,29 \text{ см};$$

$$S_{t1(2)} = 0,234 + 0,392 (0,151)^{1/2} = 0,39 \text{ см};$$

$$S_{t1(3)} = 0,234 + 0,392 (0,151)^{1/3} = 0,44 \text{ см};$$

$$S_{t1(6)} = 0,234 + 0,392 (0,151)^{1/6} = 0,52 \text{ см};$$

$$S_{t1(12)} = 0,234 + 0,392 (0,151)^{1/12} = 0,57 \text{ см}.$$

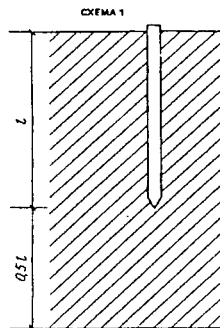
Определим стабилизированное значение осадки сваи как $\lim_{t \rightarrow \infty} S_{t1} = 0,62$ см.

По полученным данным построим график осадки сваи во времени.

Таблица 7.2. Значения коэффициентов $\alpha_1, \beta_1, \lambda, \eta$, учитывающих литологическое строение и вязкие свойства грунтов основания

Расчетная схема	Грунт	Коэф- фици- ент	Коэффициент пористости						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05

I. Однородное вязкое основание

Супесь
 $0 \leq J_L \leq 0,25$

α_1	0,310	0,319	0,355	0,483
β_1	0,406	0,653	0,820	0,952
λ	0,265	0,269	0,284	0,320
η	0,653	0,682	0,724	0,787

 $0,25 \leq J_L \leq 0,75$

α_1	0,400	0,423	0,498	0,507	0,792
β_1	0,699	1,132	1,455	1,683	1,827
λ	0,441	0,462	0,490	0,542	0,613
η	0,612	0,630	0,664	0,703	0,820

 $0,25 \leq J_L \leq 0,5$

α_1	0,236	0,240	0,263	0,336	0,441	0,607
β_1	0,453	0,706	0,925	1,112	1,124	1,128
λ	0,374	0,430	0,509	0,613	0,742	0,909
η	0,461	0,473	0,489	0,503	0,533	0,567

Суглинок
 $0,5 \leq J_L \leq 0,75$

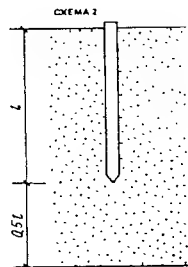
α_1	0,509	0,560	0,637	0,732	0,861	1,089	1,438
β_1	0,828	1,325	1,719	1,975	2,136	2,244	2,327
λ	0,585	0,650	0,749	0,882	1,041	1,410	1,571
η	0,327	0,334	0,349	0,362	0,384	0,417	0,532

 $0,25 \leq J_L \leq 0,5$

α_1	0,362	0,406	0,473	0,531	0,643	0,787	0,995
β_1	0,612	0,931	1,175	1,332	1,404	1,421	1,425
λ	0,751	0,782	0,842	0,963	1,180	1,465	1,799
η	0,147	0,153	0,165	0,180	0,200	0,227	0,286

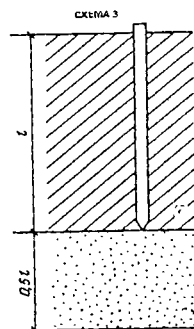
Глина:
 $0,5 \leq J_L \leq 0,75$

α_1	0,580	0,681	0,809	0,978	1,184	1,437	1,695
β_1	0,962	1,552	1,947	2,235	2,481	2,605	2,683
λ	0,933	1,010	1,119	1,294	1,495	1,743	2,049
η	0,076	0,080	0,089	0,099	0,110	0,132	0,193



II. Однородное несвязное основание

Среднезернистый песок	α_1	0,179	0,269	0,356	
	β_1	0,253	0,359	0,434	
	λ	0,061	0,165	0,240	
	η	0,945	0,963	0,980	
Мелкозернистый песок	α_1	0,252	0,378	0,477	0,559
	β_1	0,350	0,498	0,582	0,621
	λ	0,092	0,154	0,323	0,441
	η	0,877	0,913	0,941	0,974
Пылеватый песок	α_1	0,647	0,894	1,058	1,244
	β_1	0,874	1,147	1,260	1,338
	λ	0,157	0,305	0,439	0,582
	η	0,770	0,819	0,863	0,911

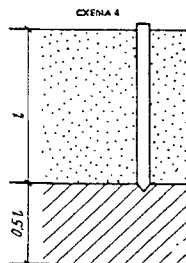


III. Неоднородное основание (вариант 1)

Супесь $0,25 \leq J_L \leq 0,75$	α_1	0,462	0,541	0,639	0,691	0,905	
	β_1	0,746	1,136	1,406	1,599	1,705	
	λ	0,369	0,423	0,389	0,553	0,606	
	η	0,652	0,676	0,713	0,755	0,843	
Песок пылеватый	α_1	0,239	0,283	0,331	0,426	0,475	0,584
	β_1	0,415	0,630	0,803	0,939	0,947	0,950
	λ	0,304	0,334	0,466	0,551	0,636	0,746
	η	0,593	0,613	0,634	0,653	0,673	0,695
Суглинок $0,25 \leq J_L \leq 0,5$	α_1	0,287	0,352	0,429	0,461	0,528	0,739
	β_1	0,468	0,758	0,879	0,964	1,016	1,029
	λ	0,475	0,535	0,601	0,674	0,768	1,175
	η	0,466	0,477	0,491	0,500	0,512	0,534
Песок мелкозернистый	α_1	0,379	0,476	0,582	0,667	0,770	1,026
	β_1	0,608	0,956	1,191	1,335	1,458	1,559
	λ	0,498	0,588	0,680	0,767	0,868	0,992
	η	0,511	0,522	0,535	0,540	0,545	0,556
Глина $0,25 \leq J_L \leq 0,5$	α_1	0,379	0,476	0,582	0,667	0,770	1,026
	β_1	0,608	0,956	1,191	1,335	1,458	1,559
	λ	0,498	0,588	0,680	0,767	0,868	0,992
	η	0,511	0,522	0,535	0,540	0,545	0,556
Песок среднезернистый	α_1	0,379	0,476	0,582	0,667	0,770	1,026
	β_1	0,608	0,956	1,191	1,335	1,458	1,559
	λ	0,498	0,588	0,680	0,767	0,868	0,992
	η	0,511	0,522	0,535	0,540	0,545	0,556

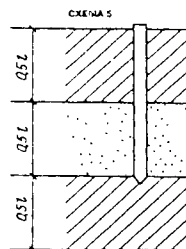
Расчетная схема	Грунт	Коэф- фици- ент	Коэффициент пористости						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05

IV. Неоднородное основание (вариант 2)



Песок пылеватый	α_1	0,524	0,659	0,778	0,876	1,018		
Супесь	β_1	0,787	1,140	1,358	1,511	1,583		
$0,25 \leq J_L \leq 0,75$	λ	0,299	0,384	0,465	0,562	0,598		
	η	0,691	0,721	0,764	0,808	0,866		
Песок мелкозернистый	α_1	0,244	0,309	0,371	0,447	0,499	0,583	
Суглинок	β_1	0,402	0,602	0,754	0,866	0,872	0,874	
$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	λ	0,233	0,292	0,417	0,528	0,592	0,676	
	η	0,603	0,624	0,646	0,668	0,679	0,905	
Песок среднезернистый	α_1	0,270	0,338	0,415	0,443	0,500	0,572	0,676
Глина	β_1	0,433	0,643	0,837	0,915	0,951	0,960	0,962
$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	λ	0,407	0,474	0,541	0,602	0,710	0,853	1,020
	η	0,547	0,559	0,573	0,580	0,590	0,604	0,638
Песок мелкозернистый	α_1	0,383	0,413	0,609	0,726	0,809	0,910	1,013
Глина	β_1	0,595	0,920	1,119	1,267	1,365	1,415	1,446
$0,5 \leq J_L \leq 0,75$	λ	0,428	0,668	0,800	0,952	1,073	1,222	1,405
	η	0,556	0,580	0,601	0,624	0,628	0,637	0,661

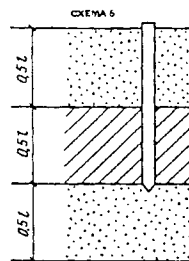
V. Неоднородное основание (вариант 3)



Суглинок	α_1	0,442	0,533	0,639	0,742	0,871	1,044	1,243
$0,5 \leq J_L \leq 0,75$	β_1	0,547	0,839	1,062	1,191	1,259	1,259	1,308
Песок среднезернистый	λ	0,599	0,685	0,779	0,893	1,026	1,224	1,405
Глина	η	0,423	0,433	0,447	0,456	0,471	0,491	0,543
Суглинок	α_1	0,239	0,268	0,305	0,381	0,465	0,598	
$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	β_1	0,617	0,907	1,118	1,268	1,307	1,318	
Песок мелкозернистый	λ	0,317	0,375	0,472	0,578	0,682	0,815	
Суглинок	η	0,544	0,561	0,579	0,597	0,621	0,649	
$0,25 \leq J_L \leq 0,5$								

Супесь	α_1	0,542	0,666	0,788	0,910	1,076	1,158	1,244
$0,25 \leq J_L \leq 0,75$	β_1	0,836	1,265	1,539	1,640	1,864	1,926	1,949
Песок пылеватый	λ	0,510	0,623	0,682	0,806	0,896	0,979	1,081
Глина	η	0,486	0,510	0,538	0,571	0,614	0,621	0,642
$0,5 \leq J_L \leq 0,75$								

VI. Неоднородное основание (вариант 4)



Песок мелкозернистый	α_1	0,246	0,333	0,420	1,049	1,106		
Супесь	β_1	0,372	0,555	0,683	0,740	0,768		
$0,25 \leq J_L \leq 0,75$	λ	0,147	0,221	0,364	0,360	0,375		
Песок среднезернистый	η	0,858	0,882	0,905	0,923	0,946		
Песок пылеватый	α_1	0,447	0,587	0,699	0,816	0,855	0,924	1,028
Суглинок	β_1	0,650	0,941	1,127	1,242	1,290	1,322	1,347
$0,5 \leq J_L \leq 0,75$	λ	0,253	0,349	0,486	0,616	0,663	0,774	0,822
Песок мелкозернистый	η	0,680	0,711	0,740	0,772	0,816	0,828	0,875
Песок пылеватый	α_1	0,346	0,449	0,543	0,603	0,648	0,706	0,789
Глина	β_1	0,521	0,745	0,895	1,336	1,434	1,484	1,515
$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	λ	0,355	0,440	0,521	0,597	0,684	0,798	0,932
Песок среднезернистый	η	0,591	0,608	0,631	0,646	0,654	0,665	0,866

Т а б л и ц а 7.3. Значения коэффициентов α_2, β_2 , учитывающих геометрические параметры и расчетную нагрузку на сваю

Геометрические параметры сваи		Кэф-фици-ент	Нагрузка Р, кН									
сечение, см	длина, м		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
20x20	3	α_1 β_2	0,419 1,395									
	4	α_2 β_2	0,353 1,175	0,476 1,585								
	5	α_2 β_2	0,198 0,993	0,376 1,252	0,649 2,163							
	6	α_2 β_2	0,247 0,824	0,304 1,012	0,464 1,548							
	4	α_2 β_2	0,338 1,054	0,388 1,213	0,557 1,742							
	5	α_2 β_2	0,292 0,911	0,379 1,186	0,422 1,319							
25x25	6	α_2 β_2	0,245 0,767	0,283 0,883	0,336 1,050	0,430 1,344						
	3	α_2 β_2	0,393 1,123	0,466 1,330	0,784 2,241							
	4	α_2 β_2	0,382 1,092	0,399 1,139	0,534 1,527							
	5	α_2 β_2	0,321 0,918	0,384 1,098	0,462 1,320							
	6	α_2 β_2	0,232 0,663	0,250 0,715	0,318 0,908	0,579 1,653						

30x30

7	α_2 β_2	0,202 0,576	0,209 0,596	0,244 0,697	0,341 0,975	0,687 1,964					
8	α_2 β_2	0,167 0,476	0,174 0,497	0,204 0,583	0,249 0,712	0,369 1,055	0,769 2,197				
9	α_2 β_2	0,141 0,402	0,145 0,413	0,162 0,463	0,189 0,540	0,263 0,751	0,397 1,135	0,843 2,409			
10	α_2 β_2	0,126 0,360	0,130 0,370	0,138 0,395	0,168 0,479	0,215 0,615	0,309 0,883	0,394 1,125	0,886 2,530		
11	α_2 β_2	0,110 0,314	0,111 0,318	0,119 0,341	0,147 0,420	0,189 0,541	0,268 0,765	0,395 1,129	0,593 1,694	0,953 2,722	
12	α_2 β_2	0,099 0,283	0,100 0,287	0,107 0,307	0,129 0,370	0,168 0,481	0,233 0,665	0,328 0,938	0,404 1,153	0,682 1,949	1,006 2,874

35x35

9	α_2 β_2	0,152 0,384	0,151 0,387	0,156 0,399	0,165 0,423	0,224 0,575	0,328 0,840	0,626 1,605			
10	α_2 β_2	0,112 0,287	0,113 0,290	0,115 0,296	0,121 0,310	0,148 0,380	0,199 0,512	0,316 0,809	0,670 1,719		
11	α_2 β_2	0,101 0,260	0,102 0,262	0,105 0,268	0,108 0,278	0,115 0,294	0,140 0,359	0,211 0,540	0,357 0,916	0,716 1,837	
12	α_2 β_2	0,092 0,238	0,093 0,239	0,094 0,241	0,098 0,250	0,105 0,268	0,111 0,285	0,146 0,374	0,219 0,561	0,379 0,973	0,945 2,422
13	α_2 β_2	0,083 0,215	0,084 0,216	0,085 0,218	0,086 0,222	0,088 0,226	0,089 0,230	0,117 0,300	0,176 0,452	0,287 0,735	0,499 1,280
14	α_2 β_2	0,076 0,196	0,077 0,197	0,078 0,199	0,079 0,203	0,082 0,210	0,087 0,222	0,102 0,261	0,158 0,405	0,249 0,639	0,555 1,423
15	α_2 β_2	0,074 0,190	0,074 0,190	0,074 0,191	0,075 0,194	0,078 0,200	0,082 0,211	0,086 0,221	0,142 0,364	0,227 0,581	0,358 0,917
16	α_2 β_2	0,073 0,189	0,073 0,189	0,074 0,190	0,075 0,192	0,077 0,197	0,080 0,206	0,085 0,218	0,126 0,322	0,203 0,520	0,318 0,815

Таблица 7.4 Значения коэффициента взаимовлияния свай в составе фундамента

Количество свай в фундаменте	Значения K_0 при различной длине свай, м. и расстоянии между сваями d													
	$1d$							$2d$						
	4	6	8	10	12	14	16	4	6	8	10	12	14	16
2	2,23	2,38	2,55	2,66	2,76	2,85	2,91	1,48	1,80	2,09	2,29	2,53	2,64	2,72
3	2,45	2,60	2,74	2,87	2,98	3,06	3,13	1,63	1,97	2,25	2,47	2,73	2,83	2,93
4	2,60	2,77	2,93	3,03	3,14	3,23	3,29	1,73	2,10	2,40	2,61	2,88	2,99	3,05
5	2,65	2,92	3,08	3,18	3,28	3,37	3,44	1,77	2,21	2,53	2,74	3,01	3,12	3,19
6	2,78	3,03	3,21	3,31	3,41	3,49	3,56	1,85	2,30	2,63	2,85	3,13	3,23	3,33
7	2,83	3,12	3,29	3,40	3,50	3,60	3,67	1,89	2,36	2,49	2,93	3,21	3,33	3,39
8	2,88	3,20	3,38	3,49	3,59	3,68	3,75	1,92	2,42	2,77	3,01	3,29	3,41	3,47
9	2,92	3,24	3,43	3,56	3,65	3,75	3,83	1,95	2,45	2,81	3,07	3,35	3,47	3,58
10	2,95	3,26	3,45	3,59	3,69	3,80	3,87	1,97	2,47	2,83	3,10	3,39	3,52	3,58
11	2,96	3,27	3,46	3,60	3,70	3,81	3,89	1,98	2,48	2,84	3,11	3,40	3,53	3,59
12	2,97	3,28	3,47	3,61	3,71	3,82	3,90	1,98	2,49	2,85	3,12	3,41	3,54	3,60

Продолжение табл. 7.4

Количество свай в фундаменте	Значения K_0 при различной длине свай, м. и расстоянии между сваями d													
	$3d$							$4d$						
	4	6	8	10	12	14	16	4	6	8	10	12	14	16
2	1,15	1,46	1,73	1,95	2,14	2,29	2,40	1,03	1,29	1,55	1,79	1,98	2,15	2,25
3	1,26	1,59	1,86	2,11	2,31	2,47	2,59	1,13	1,41	1,66	1,94	2,14	2,32	2,43
4	1,34	1,69	1,99	2,23	2,43	2,60	2,72	1,20	1,51	1,78	2,05	2,26	2,45	2,55
5	1,37	1,79	2,09	2,34	2,64	2,72	2,84	1,22	1,59	1,87	2,15	2,36	2,55	2,67
6	1,43	1,86	2,18	2,43	2,84	2,81	2,94	1,28	1,65	1,95	2,24	2,45	2,64	2,76
7	1,46	1,91	2,24	2,50	2,71	2,90	3,03	1,30	1,69	1,99	2,30	2,52	2,73	2,84
8	1,48	1,96	2,29	2,57	2,78	2,97	3,09	1,32	1,74	2,04	2,36	2,58	2,79	2,91
9	1,51	1,99	2,33	2,62	2,83	3,02	3,16	1,34	1,76	2,08	2,41	2,63	2,84	2,97
10	1,52	2,00	2,34	2,64	2,85	3,06	3,19	1,36	1,77	2,09	2,43	2,65	2,87	3,00
11	1,53	2,01	2,35	2,65	2,86	3,07	3,20	1,37	1,78	2,10	2,44	2,66	2,88	3,01
12	1,54	2,02	2,36	2,66	2,87	3,08	3,21	1,38	1,79	2,11	2,45	2,67	2,89	3,02

Осадку свайного фундамента из забивных висячих свай определим по формуле

$$S_{t\phi} = K_0 S_{t1}, \quad (7.56)$$

где

$$S_{t1} = \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\max, u} + \beta_1 \beta_2 \lambda (\eta S_0)^{1/t};$$

K_0 — коэффициент взаимовлияния свай в составе фундамента, зависящий от длины свай, расстояния между сваями и количества свай в составе фундамента (табл. 7.4).

Для свайных фундаментов с низким ростверком в формулу (7.56) вводится коэффициент $K_1 = 0,75$, учитывающий разгружающее влияние ростверка:

$$S_{t\phi} = K_1 K_0 S_{t1}. \quad (7.57)$$

На любой период времени t должно выполняться условие

$$S_{t\phi} \leq S_{\max, u}. \quad (7.58)$$

Пример 7.2. Выполнить расчет по деформациям и построить график осадки во времени для свайного фундамента промздания с металлическим каркасом из девяти свай марки СН 11-30. Шаг свай $2d$, расчетная нагрузка на одну сваю $P_1 = 600$ кН. Основание трехслойное: 1-й слой — супесь пластичная $J_L = 0,5$; $e = 0,65$; 2-й слой — песок пылеватый $e = 0,65$; 3-й слой — глина мягкопластичная $J_L = 0,7$; $e = 0,65$.

Решение. Записываем формулу (7.53) для расчета осадок одиночных свай:

$$S_{t1} = \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\max, u} + \beta_1 \beta_2 \lambda (\eta S_0)^{1/t};$$

где $S_0 = \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\max, u}$.

Из табл. 7.2, 7.3 определяем коэффициенты: $\alpha_1 = 0,788$; $\beta_1 = 1,539$; $\lambda = 0,682$; $\eta = 0,538$; $\alpha_2 = 0,268$; $\beta_2 = 0,765$; $\xi = 0,2$. $S_{\max, u} = 12$ см (СНиП 2.02.01-83, прил. 4).

После подстановки и преобразования значение осадки одиночной сваи можно записать в виде

$$S_{t1} = 0,509 + 0,803(0,273)^{1/t}.$$

Формула (7.57) для расчета осадки свайного фундамента имеет вид

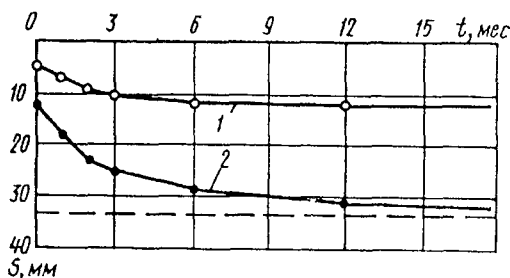


Рис. 7.16. Расчетные кривые осадки одиночной сваи СН 11-30 (1) и свайного фундамента из девяти свай (2)

$$S_{t\phi} = 0,75K_0[0,509 + 0,803(0,273)^{1/t}],$$

где 0,75 — понижающий коэффициент за счет низкого ростверка; K_0 — коэффициент взаимовлияния свай в составе фундамента; определяется интерполяцией по табл. 7.8: $K_0 = 3,41$;

$$S_{t\phi} = 1,29 + 2,05(0,273)^{1/t}.$$

Выполняем расчет осадок свайного фундамента на период 1, 2, 3, 6, 12 мес.

$$S_{t\phi(1)} = 1,29 + 2,05 \cdot 0,273 = 1,85 \text{ см};$$

$$S_{t\phi(2)} = 1,29 + 2,05(0,273)^{1/2} = 2,35 \text{ см};$$

$$S_{t\phi(3)} = 1,29 + 2,05(0,273)^{1/3} = 2,62 \text{ см};$$

$$S_{t\phi(6)} = 1,29 + 2,05(0,273)^{1/6} = 2,94 \text{ см};$$

$$S_{t\phi(12)} = 1,29 + 2,05(0,273)^{1/12} = 3,13 \text{ см}.$$

Определим стабилизированное значение осадки фундамента $S_{t\phi}$:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} S_{t\phi} = 3,34 \text{ см} < S_{\max, u} = 12 \text{ см}.$$

График осадки сваи С 11-30 и свайного фундамента во времени приведен на рис. 7.16.

Относительная разность осадок свайных фундаментов на любой период времени t не должна превышать предельное значение разности осадок

$$\frac{\Delta S_{t\phi}}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_n,$$

где $\Delta S_{t\phi} = S_{t\phi 1} - S_{t\phi 2}$; $S_{t\phi 1}$ и $S_{t\phi 2}$ — значения осадок во времени смежных свайных фундаментов, определяемые по (7.56); L — расстояние между свайными фундаментами; $(\Delta S/L)_n$ — предельное значение относительной разности осадок, определяемое по прил. 4 СНиП 2.02.01-83.

Глава 8. Проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам зданий и сооружений

8.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

При проектировании фундаментов на естественном основании по второму предельному состоянию осадки в зависимости от конструкций зданий, типа фундамента, грунтовых условий обычно ограничиваются средними предельными величинами 8—12 см, относительные прогибы (перегибы) — 0,006—0,0014 длины изгибаемого участка, а разность осадок — $(0,004—0,006)l$ (l — расстояние между осями фундаментов). Здания при этих осадках нормально эксплуатируются и никаких деформаций конструкций не наблюдается. Однако при проектировании свайных фундаментов из висячих свай несущая способность их до 1979 г. оценивалась при осадках 8—10 мм, в настоящее время — при осадках 16—20 мм.

В соответствии со СНиП 2.02.03-85, за частное значение предельного сопротивления сваи принимается нагрузка, под воздействием которой осадка равна

$$S = \xi S_{u,mt}, \quad (8.1)$$

где $S_{u,mt}$ — предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания; ξ — коэффициент перехода от средней предельной осадки фундамента здания $S_{u,mt}$, учитываемой в проекте от длительной нагрузки, к осадке сваи, полученной при статических испытаниях свай с условным затуханием осадки.

СНиП 2.02.03-85 рекомендуют коэффициент ξ принимать равным 0,2. Нормы допускают уточнение коэффициента ξ по данным долговременных испытаний свай и по результатам наблюдений за осадками зданий, возведенных на свайных фундаментах в аналогичных грунтовых условиях. Однако проектные организации не располагают в настоящее время достаточными данными длительных испытаний свай или результатами наблюдений за осадками зданий, поэтому проектирование свайных фундаментов ведется в соответствии с рекомендациями СНиП.

Анализ многочисленных результатов испытаний свай показывает, что при расчетных нагрузках, допускаемых на сваи, согласно рекомендациям нового СНиП, осадки составляют 2—8 мм, а согласно СНиП, действовавшему до

1979 г., — 1—4 мм. Под действием длительной нагрузки осадки увеличиваются, а в свайных фундаментах, кроме того, происходит взаимное влияние свай, и осадка в целом будет больше, чем у одиночных свай при обычных статических испытаниях.

В результате проведенных нами исследований действительных осадок ленточных свайных фундаментов, несущая способность которых определялась в соответствии с рекомендациями СНиП, установлено, что осадки равны 15—20 мм, т.е. в 4—6 раз меньше предельного значения средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения. Следовательно, принятая в настоящее время методика определения несущей способности висячих свай дает значительный запас.

В нашей стране впервые был разработан ряд предложений и рекомендаций по оценке несущей способности свай исходя из предельно допустимых осадок.

Согласно "Временным техническим указаниям по устройству фундаментов гражданских зданий и сооружений", при возведении каркасных зданий рекомендуется принимать допустимые осадки для одиночных свай 40 мм, а при возведении зданий с продольными несущими стенами — 60 см. При этих осадках по графикам "осадка—нагрузка" определяется нормативное сопротивление свай. В данном случае при увеличении нагрузки на 10 кН нарастание осадки не должно превышать 5 мм.

Опыт строительства в Санкт-Петербурге показал правомерность оценки несущей способности свай исходя из предложенных "Временными техническими указаниями" предельно допустимых осадок 4—6 см. В настоящее время это положение частично используется при проектировании мостов (см. СНиП 2.02.03-85). В.Н. Голубковым было предложено определять несущую способность забивных свай при осадках, равных предельно допустимым разностям осадок фундаментов двух смежных частей зданий или сооружений. Аналогичный прием был применен при проектировании по деформациям свайных фундаментов нескольких зданий в Рязани.

Приведенные рекомендации и приемы позволяют значительно выше оценить несущую способность висячих свай, чем по общепринятой методике. Однако согласно этим рекомендациям не всегда правильно и в полной мере оценивается несущая способность свай и свайных фундаментов.

Во-первых, при определении несущей способности свай исходя из предельно допустимых разностей осадок зданий предполагается, что отдельные фундаменты или часть фундамента не имеют осадки, а остальные фундаменты или часть фундамента получают осадки, равные предельно допустимым разностям осадок. В фундаментах из висячих свай такое явление не наблюдается. Свайные фундаменты имеют более

равномерные осадки, чем фундаменты на естественном основании.

Во-вторых, при определении несущей способности по графикам "нагрузка — осадка" полученные в результате испытания по обычной методике осадки являются неполными, так как их стабилизация принимается условной.

В-третьих, при проектировании свайных фундаментов по деформациям графики "осадка—нагрузка" одиночных свай не всегда применимы для оценки несущей способности свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок, так как при испытании одиночных свай осадки меньше, чем у свайных фундаментов.

При работе свай в составе фундаментов значительно изменяются характер и закономерности передачи нагрузки грунту. На величину активной зоны и осадку влияют расстояние между сваями, их число, опирание ростверка на грунт или отсутствие контакта ростверка с грунтом и другие факторы. Осадки одиночных свай обычно резко возрастают при нагрузке, близкой к предельно допустимой. Для свайных фундаментов характерно плавное возрастание осадок по мере увеличения нагрузки.

При осадках, близких к предельно допустимым, в грунте возникают области пластических деформаций. В данном случае для строгого определения зависимости между напряжениями и деформациями необходимо решать уравнения теории упругости и пластичности с учетом передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай. Решение граничных задач в настоящее время не представляется возможным. Кроме того, в теоретическом решении трудно учесть изменения физико-механических свойств грунта при забивке свай, зону уплотнения, изменения модуля деформации грунта с глубиной и во времени и другие факторы, поэтому, если и удастся решить граничную задачу в строгой постановке, то при практическом пользовании придется вводить различные коэффициенты. Наиболее приемлемыми являются инженерные методы, косвенно учитывающие процессы, которые протекают в грунтах в результате забивки свай, и другие факторы.

За последние 10—15 лет разработано несколько приближенных методов расчета осадок свай с учетом нелинейной деформируемости среды. Е.Ф. Винокуровым и В.Е. Быховцевым (1971) разработан метод определения поля напряжений и перемещений вокруг одиночной сваи с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями грунтов среды.

Перемещения сваи определяются по формуле

$$S = \frac{2(1+\nu)(1+m)^2}{\sqrt{3}(1-m)} \left(\frac{P^2 0,0675}{AEr^2 l^2} \right)^{1/(1+m)} r \quad (8.2)$$

Для однорядных свайных фундаментов (В.Е. Быховцев, В.Ф. Новиков, 1974) формула (7.1) приведена к виду

$$S = \frac{2(1+\nu)(1+m)}{\sqrt{3}(1-m)} \left[1 + \frac{2}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{S} \right] \frac{2}{1+m} \left[\frac{0,0675 P^2}{A E r^2 l^2} \right]^{1/(1+m)} r, \quad (8.3)$$

где P — вертикальная нагрузка на сваю; r, l — радиус и длина сваи; E — модуль деформации грунта; A и m — экспериментальные параметры.

Использование формул (8.2) и (8.3) в практических расчетах вызывает затруднения, так как неясна методика определения экспериментальных параметров. Кроме того, при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями нельзя пользоваться одним значением модуля деформации.

Н.М. Дорошкевич (1973) предложила для расчета осадок кустов свай с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями следующую формулу:

$$S = \frac{P_1 k_0 b}{E_1} + \frac{(P_0 - P) k_0 b}{E_2}, \quad (8.4)$$

где $P_1 = R^H$ — давление на грунт при пределе пропорциональности, принимаемое равным расчетному сопротивлению, определяемое с учетом размеров подошвы свайного фундамента, глубины заложения и величины пригрузки, возникающей от действия сил трения по боковой поверхности свай; P_0 — давление, при котором определяется осадка; b — ширина условной подошвы свайного фундамента; E_1 и E_2 — соответственно модули деформаций до и за пределами пропорциональности, определенные по графику испытания сваи статической нагрузкой при разных значениях угла наклона зависимости "нагрузка—осадка"; k_0 — безразмерный коэффициент, зависящий от размеров условной подошвы фундамента и коэффициента бокового расширения грунта. Этот коэффициент получен в результате решения задачи Р. Миндлина.

Нами разработаны приближенные методы расчета осадок свай и свайных фундаментов во времени с учетом ползучести грунта и проведены многочисленные исследования несущей способности свай и различных свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым для зданий и сооружений (А.А. Бартоломей и др., 1968, 1970, 1971, 1972, 1982).

В данной главе рассмотрены методы и примеры проектирования свайных фундаментов по предельно допустимым деформациям, приведены результаты исследования несущей способности свай и свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым для здания в различных грунтовых условиях.

8.2. МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ ДЕФОРМАЦИЯМ

Экспериментальные и теоретические исследования, проведенные А.А. Луга, В.Н. Голубковым, В.Г. Березанцевым, Б.И. Далматовым, и результаты исследований напряженно-деформированного состояния активной зоны различных фундаментов, приведенные в гл. 1, показали, что под свайными фундаментами происходят в основном только деформации уплотнения. Поэтому при проектировании свайных фундаментов по предельным состояниям первостепенное значение приобретает расчет осадок и их накопления во времени. Расчет по прочности имеет второстепенное значение. Это объясняется тем, что при расстоянии между сваями 3—4d фундаменты работают как единый массив и для развития зон пластических деформаций или тем более для достижения предельного состояния грунта в уплотненной зоне под сваями длиной 5—15 м нужны значительно большие нагрузки, чем для достижения предельной осадки. В данном случае нагрузки на сваи и свайные фундаменты можно назначать исходя из предельно допустимых осадок для зданий.

В качестве нормативного значения предельного сопротивления свай нами предложено принимать нагрузку, при которой полная стабилизированная осадка от очередной ступени нагрузки близка к предельно допустимой осадке зданий (А.А. Бартоломей, 1967). Полную стабилизированную осадку можно определить по данным длительных испытаний свай или расчетным путем.

На основании экспериментальных исследований и аналитических решений, а также в зависимости от исходных данных предложены следующие методы проектирования свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок.

1. Первый метод основан на определении осадок одиночных свай и свайных фундаментов во времени в соответствии с методикой, изложенной в п. 7.2. При использовании этого метода необходимо иметь данные обычных испытаний свай в аналогичных грунтовых условиях и графики осадок во времени хотя бы от двух ступеней нагрузок. Осадки должны быть замерены через 5, 10, 15, 30 мин; 1, 2, 4, 8 ч после приложения нагрузки.

Формула для определения осадок свай во времени имеет вид:

при работе в песчаных грунтах

$$S_t = \frac{1}{B} \arctg \frac{P}{b} [1 + D(1 - e^{-at})], \quad (8.5)$$

для свай, работающих в глинистых грунтах,

$$S_t = \frac{1}{B} \operatorname{arctg} \frac{P}{b} [1 + A t^{1-\lambda}] \quad (8.6)$$

Для свайных фундаментов формулы (8.5) и (8.6) имеют вид:

$$S_t = (1 + k_0) \frac{1}{B} \operatorname{arctg} \frac{P}{b} [1 + D (1 - e^{-\eta t})]; \quad (8.7)$$

$$S_t = (1 + k_0) \frac{1}{B} \operatorname{arctg} \frac{P}{b} [1 + A t^{1-\lambda}], \quad (8.8)$$

где

$$B = \frac{1}{S_0} \operatorname{arctg} \frac{P^*}{b};$$

S_0 — осадка, измеренная через 15 мин после приложения нагрузки P ; k_0 — коэффициент, учитывающий взаимовлияние свай, принимаемый по графику на рис. 3.6; величина b , кН, подбирается исходя из предельных значений tg , arctg и предельной нагрузки на сваю $P_{\text{пр}}$:

$$D = \frac{\frac{b}{P} \operatorname{tg} B S_n - 1}{1 - e^{-\eta t_n}}; \quad A = \frac{\frac{b}{P} \operatorname{tg} B S_n - 1}{t_n^{1-\lambda}};$$

S_n — осадка в момент времени t_n при нагрузке P . Параметр λ можно принять равным 0,7.

Определив по результатам испытания одной сваи при постоянной нагрузке коэффициенты A (1/время), B (1/см), D и λ , можно по формулам (8.5) и (8.6) найти осадку свай, нагруженных различными нагрузками P в любой момент времени. Следует отметить, что уравнения (8.5)—(8.8) могут быть использованы только для тех грунтовых условий, для которых определены константы, и для площадок, сложенных аналогичными грунтами.

При переменных нагрузках осадки во времени определяются по формулам (6.106)—(6.109) и (6.112)—(6.115).

Нагрузка, при которой полная стабилизированная осадка близка предельно допустимой осадке для зданий, принимается за нормативное значение предельного сопротивления сваи или свайного фундамента. Несущая способность свай определяется путем умножения нормативного значения предельного сопротивления сваи на коэффициент условия работы и деления на коэффициент надежности по грунту. Нормативные значения предельного сопротивления свай можно принимать значительно выше тех, которые получаются по существующей в настоящее время методике определения несущей способности свай.

На рис. 8.1,а (кривая 1) приведены результаты исследования несущей способности свай при осадках, равных предельно допустимым. Свая сечением 30х30 см, длиной 7 м испытана на одной из площадок квартала № 45 г. Перми. При нагрузке 340 кН стабилизированная осадка была равна 80 мм. Эту нагрузку можно принять за частное значение предельного сопротивления свай. При обычной методике определения несущей способности свай за предельное сопротивление была бы принята нагрузка 250 кН. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, по предлагаемой и обычной методикам соответственно равна 272 и 200 кН. При нагрузке 270 кН осадка одиночной свай, по данным испытаний, составляет около 3 см. С течением времени осадка увеличивается. На рис. 8.1,б приведен график осадки во времени, определенной по формуле (8.6). Полная стабилизированная осадка равна 4,5 см. При работе свай в составе свайных фундаментов происходит взаимовлияние свай. Осадка во времени свайного фундамента с шагом свай $4d$ и при нагрузке на сваю 270 кН определена по формуле (8.8) (см. рис. 8.1,б, кривая 4). Полная осадка не превышает предельно допустимых для зданий.

2. При использовании второго метода строят график "нагрузка—осадка" для свайных фундаментов по результатам аналитических расчетов осадок по разработанным методам и определяют по этим графикам несущую способность свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок зданий. При использовании этого метода, нужно иметь данные испытания свай, свай-штампов или результаты статического зондирования для определения модуля деформации грунта в уплотненной зоне свайных фундаментов.

Расчет осадок свайных фундаментов по методике, изложенной в гл. 2 и 3, и сравнение теоретических осадок с действительными показали, что разработанные методы позволяют с достаточной для практики точностью определять осадки свайных фундаментов при опирании нижних концов свай на пески средней плотности, глинистые грунты текуче-, мягко- и тугопластичной консистенции.

Используя формулы (2.15) и (3.22), можно построить графики "осадка—нагрузка" и по ним определить несущую способность свайных фундаментов исходя из допустимых деформаций. Однако в данном случае нужно установить пределы применимости формул. При решении пространственной и плоской задач принято, что грунт является линейно-деформируемой средой, т.е. формулы (3.15) и (3.22) применимы в пределах линейной зависимости между нагрузкой и осадкой.

Анализ графиков распределения сил трения по боковой поверхности свай различных свайных фундаментов (см. п. 1.5) и графиков "нагрузка—осадка" (см. п. 1.8) показывает, что до полной мобилизации сил трения по боковой поверхности свай зависимость осадок от нагрузки на фундамент можно принять линейной.

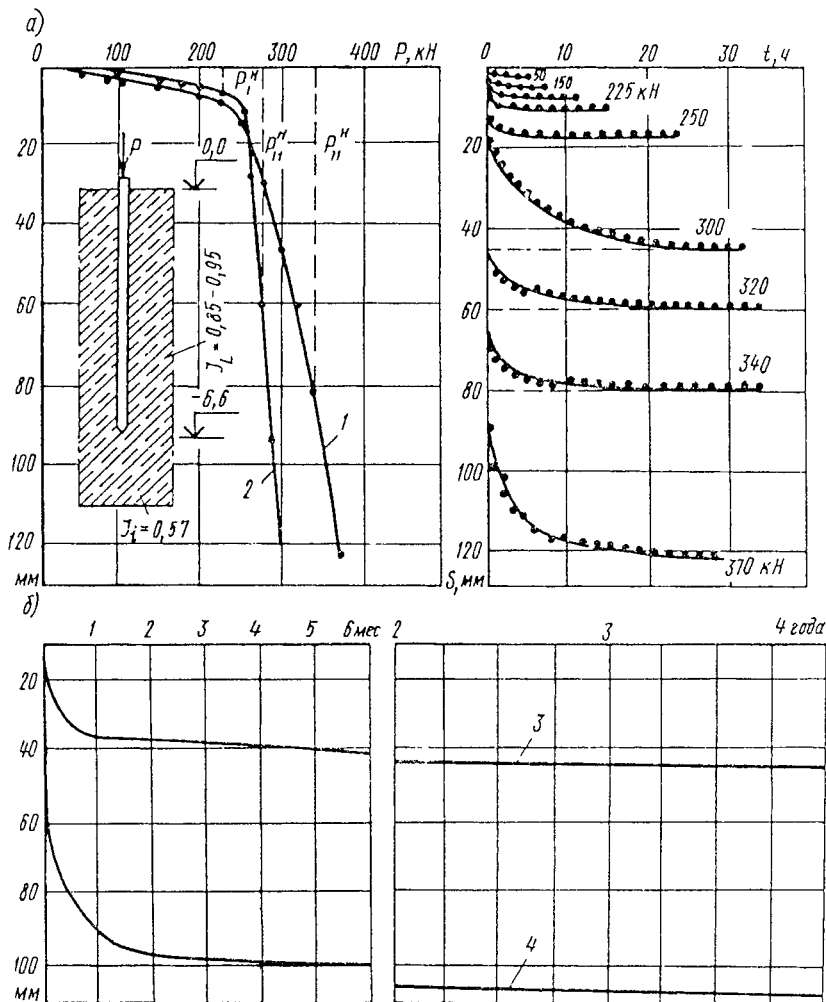


Рис. 8.1; Результаты испытания свай при осадках, равных предельно допустимым для зданий (а), и зависимость осадок от времени при нагрузке на сваю 270 кН (б)

1 и 2 — для свай сечением 30x30 см, погруженной соответственно на глубину 7 и 6,5 м; 3 — для одиночной сваи при нагрузке 270 кН; 4 — для ленточного фундамента с шагом свай 4d

При расстоянии между сваями $3d$ у свайных фундаментов силы трения полностью мобилизуются при осадках 25—40 мм. В этих пределах применимы формулы (3.15) и (3.22) для построения графика "осадка—нагрузка". При дальнейшем загрузении фундамента дополнительная нагрузка

полностью передается грунту в плоскости острия свай; напряжения и осадки с этого момента возрастают более интенсивно. Однако у свайных фундаментов не наблюдается резкого возрастания осадок. Обычно при осадках 40—60 мм кривые "осадка—нагрузка" свайных фундаментов пересекают кривые "осадка—нагрузка" одиночных свай.

Для построения графика "осадка—нагрузка" с учетом нелинейности можно воспользоваться приближенными приемами, предложенными В.Г. Березанцевым (1970): 1) замена криволинейной части графика осадки ломаной линией; 2) приближенный учет влияния областей предельного напряженного состояния на величину осадки.

Учитывая эти предложения, по аналогии с формулой В.Г. Березанцева (1970) и формулой Н.М. Дорошкевич (1973) можно представить формулы (2.15) и (3.22) для определения осадок кустов свай и ленточных свайных фундаментов при их работе в песчаных грунтах в виде

$$S_K = -\frac{P_{\text{проп}}}{El} w'_0 + \frac{(P - P_{\text{проп}})}{E_n l} w'_0; \quad (8.9)$$

$$S_L = \frac{P_{\text{проп}}}{\pi E_1} \delta_0 + \frac{(P - P_{\text{проп}})}{\pi E_n} \delta_0. \quad (8.10)$$

С помощью формул (8.9) и (8.10) можно определить несущую способность свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок зданий и сооружений.

Используя формулы (2.15) и (3.22) и формулу В.Г. Березанцева (1970), формулы для описания зависимости "осадка—нагрузка" для кустов свай и ленточных свайных фундаментов с учетом влияния областей предельного напряженного состояния на величину осадки и при работе фундаментов в глинистых грунтах можно представить в виде:

$$S_K = \frac{P_{\text{проп}}}{El} w'_0 + S \frac{c_p b}{2E_n}, \quad (8.11)$$

$$S_L = \frac{P_{\text{проп}}}{\pi E_1} \delta_0 + S \frac{c_p d_0}{2E_n}. \quad (8.12)$$

где S_K и S_L — соответственно осадка куста свай и ленточного свайного фундамента; $P_{\text{проп}}$ — несущая способность свайного фундамента в пределах пропорциональной зависимости осадки от нагрузки, определяемая по формулам:

для кустов свай (Н)

$$P_{\text{проп}} = \frac{S_{\text{проп}} El}{w'_0}; \quad (8.13)$$

для ленточных свайных фундаментов (Н/см)

$$P_{\text{проп}} = \frac{S_{\text{пр}} \pi E_1}{\delta_0}, \quad (8.14)$$

P — нагрузка на свайный фундамент, при которой определяется осадка; W_0 и δ_0 — безразмерные компоненты перемещения, принимаемые по табл. гл. 2 и 3; l — длина свай; b и d_0 — ширина куста свай и ленточного свайного фундамента; E — модуль деформации грунта в пределах линейной зависимости осадки от нагрузки [см. формулу (2.16)]; E_n — модуль деформации грунта, определяемый по формуле (2.16) и по графику испытания свай-штампа при различных осадках за пределом пропорциональности; $S_{\text{пр.сд}}$ — осадка, при которой полностью мобилизуются силы трения по боковой поверхности свай. Для одиночных свай предельная сдвиговая осадка в зависимости от плотности песчаных грунтов и консистенции глинистых грунтов равна 2—15 мм (по данным Б.И. Далматова и Ф.К. Лапшина, 1966). Для свайных фундаментов сдвиговые осадки равны 25—40 мм (см. п. 1.5); S — безразмерная величина, принимаемая по графику на рис. 8.2 в зависимости от значения $\bar{P}$:

$$\bar{P} = \frac{P - P_{\text{проп}} - q}{c_p}, \quad (8.15)$$

q — пригрузка на уровне острия свай; c_p — расчетное значение сцепления грунта:

$$c_p = c \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad (8.16)$$

c — сцепление грунта.

Для ленточных свайных фундаментов значения q , c_p принимаются на единицу длины ленточного фундамента. Формулы (8.11) и (8.12) применимы при $\varphi \leq 15^\circ$. Используя формулы (8.11) и (8.12), можно найти расчетную несущую способность свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок при работе фундаментов в глинистых грунтах.

Расчет ведется следующим образом. Находят безразмерную величину $\bar{S}$ при осадке, равной предельно допустимой: для кустов свай

$$\bar{S} = \frac{2E_n}{c_p b} (S_n - S_{\text{пр.сд}}); \quad (8.17)$$

для ленточных свайных фундаментов

$$\bar{S} = \frac{2E_n}{c_p d_0} (S_n - S_{\text{пр.сд}}), \quad (8.18)$$

S_n — предельная деформация основания и сооружения.

Определив $\bar{S}$, находим по графику на рис. 8.2 значение $\bar{P}$. Нагрузка на свайный фундамент, при которой будет достигнута предельно допустимая осадка, определяется из условия (8.15):

$$P = \bar{P}c_p + P_{\text{проп}} + q. \quad (8.19)$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на свайный фундамент,

$$N = P/\gamma_k, \quad (8.20)$$

где γ_k — коэффициент надежности, принимаемый по СНиП в зависимости от способа определения несущей способности свай.

3. В тех случаях, когда отсутствуют данные испытания свай, свай-штампов и не представляется возможным найти несущую способность свай исходя из предельно допустимых осадок зданий, рекомендуется несущую способность ленточных свайных фундаментов определять исходя из предельных сдвиговых осадок свай по грунту по формулам (8.13) и (8.14). В данном случае $S_{\text{пр.сд}}$ можно принять равной предельным сдвиговым осадкам, составляющим 3—4 см, модуль деформации грунта E — по графикам А.А. Луга (см. рис. 2.4).

Пример 8.1. Требуется определить несущую способность 1 м длины двухрядного ленточного свайного фундамента. Сваи сечением 30х30 см, длиной 12 м, расстояние между сваями 3d. Физико-механические свойства грунтов приведены в табл. 1.1. Модули деформации грунта в уплотненной зоне: $E_1 = 32$; $E_n = 8,7$ МПа; $S_{\text{пр.сд}} = 3$ см.

1. Находим приведенную ширину свайного фундамента

$$\beta = d_0/l = 1,3/12 = 0,108.$$

2. Вычисляем приведенную глубину активной зоны. При $\beta = 0,108$; $\nu = 0,35$ по таблице работы [5] находим, что $\delta_2 = 1$ при приведенной глубине $z_0/l = 2,2$.

3. Находим компоненту перемещения δ_0 по номограмме на рис. 3.4. При $z_0/l = 2,2$; $\beta = 0,108$ и $\nu = 0,35$ $\delta_0 = 2,54$.

4. Определяем несущую способность 1 м длины ленточного свайного фундамента в пределах линейной зависимости "осадка—нагрузка":

$$P_{\text{проп}} = \frac{S_{\text{пр.сд}} \pi E_1}{\delta_0} = \frac{3 \cdot 3,14 \cdot 32 \cdot 10^2}{2,54} = 11800 \text{ Н/см} = 1180 \text{ кН/см}.$$

5. Вычисляем расчетное значение сцепления на единицу длины фундамента с учетом влияния внутреннего трения:

$$c_p = c \frac{\text{ctg} \varphi}{\text{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 0,023 \cdot 10^2 \frac{2,747}{2,747 + 0,349 - 1,571} = 4,15 \text{ Н/см}.$$

6. Определяем безразмерную величину $\bar{S}$ при осадке, равной предельно допустимой для здания 8 см:

$$\bar{S} = \frac{2}{c_p d} (S_{пр} E_n - \frac{E_n P_{проп} \delta_0}{\pi E_1}) = \frac{2}{4,15 \cdot 120} (8 \cdot 8,7 \cdot 10^2 - \frac{8,7 \cdot 10^2 \cdot 11800 \cdot 2,54}{3,14 \cdot 32 \cdot 10^2}) = 17,49.$$

7. Находим $\bar{P}$ по графику на рис. 8.2. При $\bar{S} = 17,49$ величина $\bar{P} = 3,25$.

8. Вычисляем нагрузку на ленточный свайный фундамент, при которой будет достигнута предельно допустимая осадка:

$$P = \bar{P} c_p + P_{проп} + q = 3,25 \cdot 4,15 + 11800 + 2310 = 1413 \text{ кН/м.}$$

9. Нагрузка на сваю в составе фундамента будет равна

$$P_{св} = \frac{PL}{n_p} = \frac{1413 \cdot 0,9}{2} = 636 \text{ кН.}$$

10. Определим расчетную несущую способность сваи в составе фундамента с учетом коэффициента условий работы и коэффициента безопасности по грунту

$$F_d = \frac{\gamma_c P_{св}}{\gamma_q} = \frac{1 \cdot 636}{1} = 636 \text{ кН.}$$

По данным статических испытаний двухрядного свайного фундамента, предельное сопротивление свай в составе фундамента равно 700 кН (см. табл. 8.2).

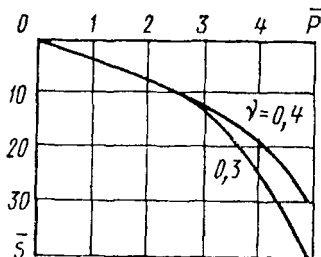
Несущую способность свай однорядных фундаментов при расстоянии между сваями $5d$ и более, при осадках, равных предельно допустимым, с учетом взаимного влияния свай можно определить, используя формулу (3.23). При этом принимают следующие допущения и упрощения:

1) модули деформации грунта в уплотненной зоне под сваями $E_{упл}$ и на нижней границе уплотненной зоны E_0 заменены средним значением модуля деформации грунта уплотненной зоны $E_{ср.упл}$;

2) среднее напряжение в уплотненной зоне равно напряжению в плоскости острия свай;

3) криволинейная эпюра напряжений ниже уплотненной

Рис. 8.2. График для расчета осадок по данным В.Г. Березанцева



зоны заменена треугольной с основанием на границе уплотненной зоны.

Из формулы (3.23) с учетом принятых допущений можно найти дополнительное давление, кПа, в грунте в плоскости нижних концов свай, под воздействием которого осадка будет равна предельно допустимой:

$$P_0 = \frac{S_{\text{пр.ср}} E_{\text{ср}}}{\beta [h_{\text{упл}} + 2E_{\text{ср.а}} + E_{\text{ср.упл}} (1 + k_0) (h_{\text{а}} - h_{\text{упл}})]}, \quad (8.21)$$

где $S_{\text{пр.ср}}$ — средняя предельно допустимая осадка фундамента здания, см; $E_{\text{ср.упл}}$ — среднее значение модуля деформации грунта уплотненной зоны, кПа (принимается по данным испытания обычных свай, свай-штампа в пределах линейной зависимости графика осадки); $E_{\text{ср.а}}$ — среднее значение модуля деформации грунта в активной зоне ниже уплотненной зоны, кПа (определяется по данным испытания свай-штампа при различных осадках с учетом изменения осадок во времени); β — безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu};$$

$h_{\text{упл}}$ — толщина уплотненной зоны, равная $3d$, см; k_0 — коэффициент, учитывающий дополнительную осадку от взаимного влияния соседних свай (принимается по рис. 3.6 в зависимости от длины свай и расстояния между сваями); $h_{\text{а}}$ — мощность активной зоны, определяемая по методике, изложенной в гл. 3.

Расчетную несущую способность свай в составе ленточных свайных фундаментов при расстоянии между сваями $5d$ и более можно определить по формуле

$$F_d = \frac{n \gamma_c}{\gamma_q} P_0 (d + 2l \sin \alpha)^2, \quad (8.22)$$

где $n = 0,001$ — коэффициент перевода из Н в кН; γ_c — коэффициент условий работы; P_0 — дополнительное давление в грунте в плоскости нижних концов свай, кПа (определяется по формуле (8.20)); D — сторона квадратной свай, см; l — длина свай, см; α — угол распределения напряжений; — коэффициент надежности по грунту.

Следует отметить, что формулы (8.20) и (8.22) нуждаются в экспериментальной проверке и уточнении для различных грунтовых условий. При проектировании свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам необходимо произвести проверку напряжений в активной зоне. По формулам (4.5) или (4.25) определяют напряжения в плоскости острия свай и в активной зоне с учетом характера передачи нагрузки по боковой поверхности и в плоскости острия свай, приведенной ширины свайного фундамента, коэффициента бокового расширения грунта. Полученные напряжения не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания

$$\sigma \leq R. \quad (8.23)$$

где σ — среднее напряжение в плоскости острия свай;

$$\sigma = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2};$$

σ_1 и σ_2 — главные напряжения;

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\sigma_{zx} + \sigma_{xz}) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{zx} - \sigma_{xz})^2 + 4\tau_{xz}^2};$$

$\sigma_{zx}, \sigma_{xz}, \tau_{xz}$ — вертикальные, горизонтальные и касательные напряжения в активной зоне, определяемые по формулам (4.5), (4.25), (4.30), (4.35).

Давление на грунт, при котором в краевых участках фундамента начинают возникать зоны пластической деформации, можно определить по формуле Н.П.Пузыревского

$$P = \gamma h \frac{\operatorname{ctg} \Phi + \Phi + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi c \operatorname{ctg} \Phi}{\operatorname{ctg} \Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}}. \quad (8.24)$$

В дальнейшем формула (8.24) была уточнена с учетом допустимости развития зон пластических деформаций на определенную глубину в краевых участках фундамента (И.В.Яропольский, 1931; Н.Н.Маслов, 1949).

СНиП допускает развитие зон пластических деформаций на глубину $1/4b$. В данном случае формулу (8.24) можно записать

$$P = \frac{\pi \gamma}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (0.25b + h + \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \Phi) + \gamma h. \quad (8.25)$$

В СНиП 2.02.01-83 формула (8.25) приведена к виду

$$P = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}) \quad (8.26)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по СНиП; k — коэффициент, зависящий от прочностных свойств грунтов; M_{γ} , M_q , M_c — коэффициенты, принимаемые по табл. СНиП; k_z — коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м — $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м — $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 \approx 8$ м); b — ширина фундамента, м; γ'_{11} — осредненное расчетное значение объемной массы грунта, залегающего ниже подошвы фундамента; γ'_{11} — то же, залегающего выше подошвы; c_{11} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м²); d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_c R / \gamma'_{11}, \quad (8.27)$$

h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; γ' — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³; d_b — глубина подвала или расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалами шириной ≤ 20 м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $b \geq 20$ м — $d_b = 0$).

Формулы (8.25) и (8.26) учитывают природные физико-механические свойства грунтов. Однако при забивке свай происходит изменение объемной массы и сцепления, что необходимо учитывать при определении расчетного давления на грунт.

Анализ опубликованных данных, проведенные автором исследования изменения модуля деформации, объемной массы и сцепления грунта в уплотненной зоне свайного фундамента (см. гл. 1) показали, что в радиусе до 2,5—3,5d объемная масса грунта увеличивается в среднем на 10%, а в плоскости острия свай — на 17—22%. Сцепление грунта в плоскости острия свай увеличивается в 3,7—3,9 раза. Из приведенных данных видно, что объемная масса грунта вокруг забивных свай увеличивается более чем на 10%, а сцепление — в 3 раза и более.

Используя эти данные, можно определить расчетное сопротивление грунта основания R в плоскости острия свай свайных фундаментов по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [1,1 M_{\gamma} k_z b \gamma_{11} + 1,1 M_q d_1 \gamma'_{11} + 1,1 (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + 3 M_c c_{11}] \quad (8.28)$$

Напряжения в плоскости острия свай не должны превышать расчетного сопротивления грунта, определяемого по формуле (8.28), а на границе уплотненной зоны (на глубине 3d) — расчетного сопротивления, определяемого по формуле (8.26).

8.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ОСАДКАХ, РАВНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫМ ЗНАЧЕНИЯМ СОВМЕСТНОЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым деформациям позволит значительно снизить стоимость нулевого цикла, поэтому весьма важно исследовать несущую способность свай и свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым для зданий.

С целью детального изучения данного вопроса были проведены испытания одиночных свай, ленточных свайных фундаментов и кустов свай в различных грунтовых условиях на площадках строительства гражданских и промышленных зданий, а также на специальных экспериментальных полигонах. На указанных площадках была исследована несущая способность 35 одиночных свай сечением 30×30 см, длиной 5—12 м и 22 свайных фундаментов при осадках, равных предельным значениям средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения.

Для получения более достоверных данных на каждой площадке испытывалось не менее трех свай, ступени нагрузки выдерживались до условной стабилизации осадок 0,02 мм за последние 2 ч, т.е. в 5 раз меньше, чем по обычной методике. При осадках, близких предельно допустимым, ступени нагрузки принимались равными 10—30 кН. В связи со значительным выдерживанием каждой ступени нагрузки испытание одной сваи длилось 7—16 сут, а одного фундамента — 15—45 сут.

В табл.8.1 приведены средние значения несущей способности одиночных свай сечением 30×30 см, длиной 5—12 м, полученные в результате проведения испытаний на различных площадках по обычной и предлагаемой методикам. При определении несущей способности по существующей методике по журналу испытаний бралась условно стабилизированная осадка 0,1 мм за 2 ч. Для того чтобы по предлагаемой методике несущая способность не получалась завышенной, полные стабилизированные осадки для различных ступеней нагрузок определяли с учетом формул (8.5) и (8.6).

Как видно из табл.8.1, несущая способность свай по предлагаемой методике может приниматься на 19—50% выше, чем предусматривается в настоящее время.

На опытных площадках были проведены исследования несущей способности при осадках, равных предельным значениям осадок ленточных свайных фундаментов с расположением свай в один и два ряда при расстоянии между сваями $3d$ и $6d$ и кустов из четырех свай при расстоянии между сваями $3d$ и $6d$. Испытание каждого свайного фундамента проводи-

Т а б л и ц а 8.1. Результаты исследования несущей способности одиночных свай при осадках, равных предельным значениям средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения

Место испытаний	Размеры свай		Несущая способность свай, кН, определенная по методике		$F_{u,n}''/F_{u,n}'$
	длина, м	сечение, см	существующей	предлагаемой	
Квартал 1905, ул. Пушкарская					
Площадка дома №67	6	30x30	200	238	1,19
" " №69	7	30x30	224	273	1,22
" " №61	5	30x30	178	245	1,38
" " №83	6	30x30	175	238	1,36
Квартал 45, ул. Коммунистическая					
Площадка строительства общежития, д. 37	6,7	30x30	180	216	1,2
" " 5-этажного кирпичного дома серии 1-447	7	30x30	180	270	1,5
Микрорайон Островского, площадка строительства 9-этажного дома №14	12	30x30	320	395	1,24
Микрорайон VI, площадка № 29	9	30x30	240	304	1,26

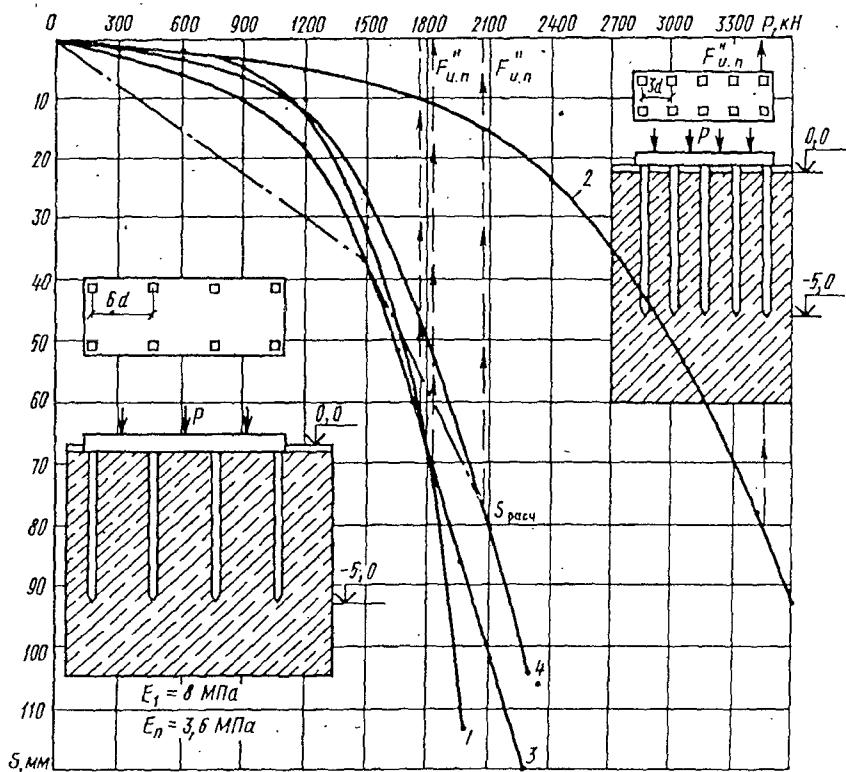


Рис. 8.3. Определение несущей способности двухрядных свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым для зданий [$S_{расч}$ — расчетная осадка, определенная по формуле (8.12)]

лось в два этапа: первый этап — испытание свайного фундамента без опирания ростверка на грунт (зазор между низом ростверка и грунтом составлял 10—12 см).

Первый этап испытаний заканчивался в момент соприкосновения ростверка с грунтом. Затем фундамент осаживался до полного контакта ростверка с грунтом и начинался второй этап — испытание свайного фундамента с ростверком, опертым на грунт. Нагрузка на фундаменты передавалась ступенями. Каждая ступень выдерживалась до стабилизации осадок (0,02 мм за последние 2 ч).

На рис. 8.3 и 8.4 приведены результаты исследования несущей способности шести свайных фундаментов из свай длиной 5, 6, 12 м при осадках, равных предельно допустимым. Исследования проводились в суглинках мягкопластичной консистенции (площадка A_2), суглинках и глинах тугопла-

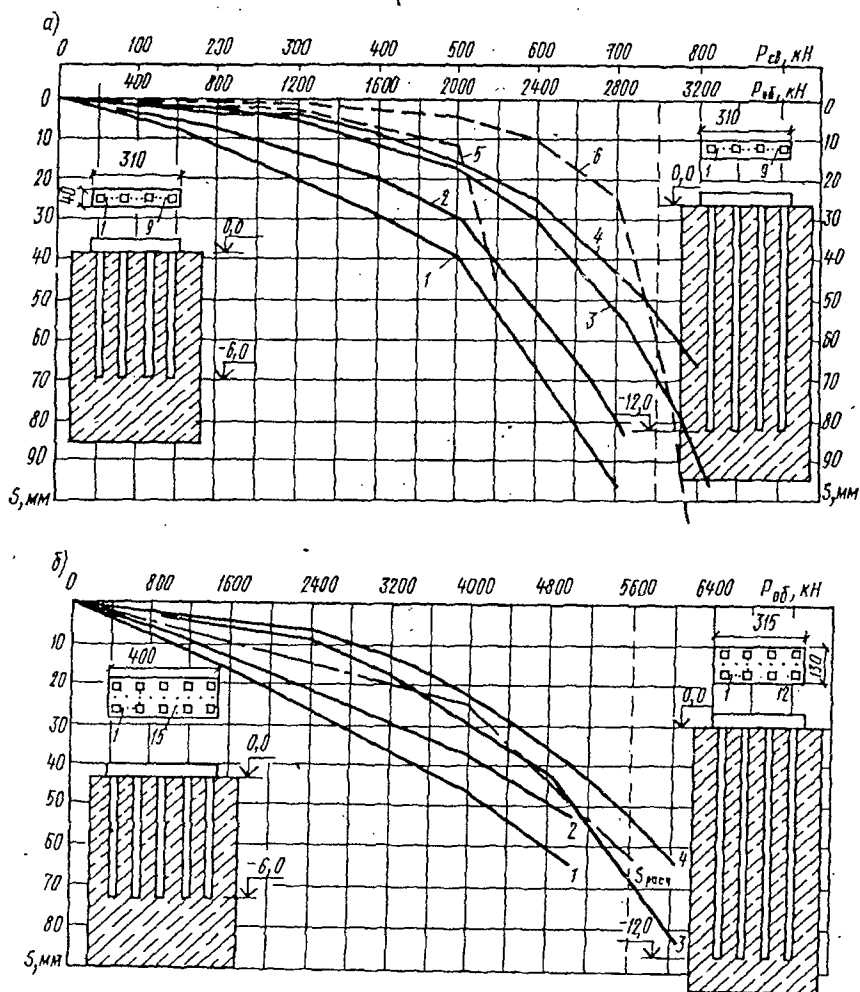


Рис. 8.4. Результаты исследования несущей способности однорядных (а) и двухрядных (б) свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым для зданий

1 и 2 — однорядных и двухрядных свайных фундаментов из свай длиной 6 м с высоким и низким ростверком; 3, 4 — то же, из свай длиной 12 м; 5—6 — одиночных свай длиной 6 и 12 м

стичной и полутвердой консистенции (площадка E), при отсутствии контакта ростверка с грунтом (кривые 1, 3) и при опирании ростверка на грунт (кривые 2, 4). Проведенные исследования показали, что при расстоянии между сваями 3—4д осадки ленточных свайных фундаментов в пределах назначаемых в настоящее время нагрузок больше, чем осад-

Т а б л и ц а 8.2. Результаты исследования несущей способности свайных фундаментов при осадках, равных предельным значениям средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения

Вид фундамента	Длина свай, м	Расстояние между сваями	Стабилизированная осадка, близкая предельно допустимой, мм	Предельное сопротивление свай по предлагаемой методике $F_{u,n}''$, кН	$F_{u,n}''/F_{u,n}'$
Одиночные сваи	5	—	51	250	1,36
	9	—	80	304	1,17
	12	—	67	750	1,25
Кусты из четырех свай	5	3d	80	231	1,26
	5	6d	85	241	1,32
Ленточный свайный фундамент:					
двухрядный	5	6d	69,5	223	1,22
	12	3d	71	700	1,17
	5	3d	81	230	1,26
	5	6d	80	275	1,5
	9	3d	72	280	1,08
	12	3d	70	590	1,13
	12	6d	60	590	1,28

П р и м е ч а н и е: $F_{u,n}'$ — нормативное значение предельного сопротивления свай по данным испытаний одиночных свай, определенное при $\Delta=0,2$ $\delta_{пр}=16$ мм; для свай длиной 5 м $F_{u,n}'=183$ кН, для свай длиной 9 м — 260 кН, для свай длиной 12 м — 500–650 кН (500 кН на площадке испытания ряда свай с шагом 6d, 560 кН при испытании ряда свай с шагом 3d на площадке Д и 650 кН на площадке Е).

Т а б л и ц а 8.3. Результаты исследования несущей способности свайных фундаментов при осадках, равных предельным значениям, и при контакте ростверков с грунтом

Вид фундамента	Длина свай, м	Расстояние между сваями	Стабилизированная осадка, близкая предельно допустимой, мм	Нормативное значение предельного сопротивления свай по предлагаемой методике $F_{u,n}''$, кН	$F_{u,n}''/F_{u,n}'$	$F_{u,n}''/F_{u,n}'$
Кусты из четырех свай	5	3d	82	274	0.85	1.49
	5	6d	83	398	1.24	2.26
Одиночные сваи с элементом ростверка	5	—	80	423	1.32	2.17
40х90 см	9	—	93	560	1.24	2.15
	12	—	70	680	1.29	1.26
Ленточный свайный фундамент:						
двухрядный	5	6d	80	426	1.33	2.32
	5	3d	80	207	0.75	1.13
	12	3d	55	700	1.00	1.25
однорядный	5	3d	79	333	1.04	1.82
	5	6d	75	400	1.25	2.18
	12	3d	70	640	1.16	1.23
	12	6d	75	735	1.34	1.47

Примечание: $F_{u,n}'$ — нормативное значение предельного сопротивления при испытании одиночных свай с элементом ростверка, определенное при $\Delta = 0.2 S_{пр} = 16$ мм; для свай длиной 5 м $F_{u,n}' = 320$ кН; для свай длиной 9 м — 450 кН и для свай длиной 12 м — 650 кН.

$F_{u,n}$ — предельное сопротивление по данным испытаний одиночных свай, определенное при $\Delta = 0.2 S_{пр} = 16$ мм; для свай длиной 5 м $F_{u,n} = 183$ кН, для свай длиной 9 м — 260 кН, для свай длиной 12 м — 500...520 кН.

ки одиночных свай (при расстоянии между сваями $6d$ — в 1,5—2 раза, при расстоянии $3d$ — в 4—6 раз), но эти осадки намного меньше предельно допустимых.

Как видно из рис. 8.3 и 8.4, при работе свай в составе свайных фундаментов не наблюдается резкого возрастания осадок. Осадки возрастают плавно, и в данном случае нельзя четко выделить предельное сопротивление свай, как иногда при испытании одиночных свай. Опыты показали, что в большинстве случаев при осадках 4—6 см кривые "нагрузка—осадка" свайных фундаментов пересекают кривые "нагрузка—осадка" одиночных свай, поэтому для свай в составе свайных фундаментов за нормативное значение предельного сопротивления вполне можно принять такую нагрузку, при которой стабилизированная осадка равна или близка предельно допустимой для зданий (табл. 8.2 и 8.3).

Исследованиями несущей способности одиночных свай и ленточных свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым для зданий, установлено, что нагрузки на сваи и ленточные свайные фундаменты могут быть увеличены на 20—60%, а при контакте ростверка с грунтом в некоторых случаях более чем в 2 раза. Дальнейшие исследования несущей способности различных свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым, в разных грунтовых условиях позволяют полнее выявить факторы, влияющие на несущую способность, и разработать общую методику проектирования свайных фундаментов по предельным деформациям.

8.4. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Экспериментальные исследования и опыт проектирования показывают, что несущая способность свайных фундаментов может быть правильно оценена только исходя из предельно допустимых осадок зданий и сооружений.

Для разработки метода расчета несущей способности свайных фундаментов были проведены специальные исследования взаимодействия системы "свайный фундамент—основание", которые позволили выявить закономерности передачи нагрузки в различных инженерно-геологических условиях и разработать метод расчета несущей способности однорядных и многорядных ленточных свайных фундаментов, учитывающий следующие важные факторы: глубину приложения нагрузки и характер ее передачи по боковой поверхности и в плоскости острия свай, размеры фундамента, коэффициент бокового расширения и реологические свойства грунтов.

Рассмотрены следующие случаи передачи нагрузки по боковой поверхности: равномерное распределение сил трения по

боковой поверхности, распределение сил трения по треугольнику, распределение сил трения по кривой второго порядка. В плоскости нижних концов свай нагрузка передается равномерно, по параболе и дискретно (см. рис. 3.2).

Формула для расчета погонной несущей способности, кН/м, ленточных свайных фундаментов имеет вид

$$F_{л.ф} = F'_{л.ф} - Q, \quad (8.29)$$

где $F'_{л.ф}$ — условная несущая способность свайного фундамента, кН/м; Q — вес грунтового массива со сваями, кН/м;

$$F'_{л.ф} = \gamma_c \gamma_g \gamma E_1 \eta \xi S_{\max, u} \quad (8.30)$$

γ_c — безразмерный коэффициент условий работы свай; для забивных свай принимается равным 1,0; γ_g — безразмерный коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 0,8;

$$E_1 = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} \quad (8.31)$$

E_0 — средневзвешенное значение модуля деформации грунта, МПа; ν_0 — коэффициент бокового расширения грунта; η — коэффициент, зависящий от геометрических параметров ленточного свайного фундамента, приведенной ширины фундамента, глубины активной зоны и коэффициента бокового расширения грунта (рис. 8.5); ξ — безразмерный реологический коэффициент, принимаемый по табл. 8.4 в зависимости от деформационных свойств грунта и приведенной удельной нагрузки на 1 м длины свай; $S_{\max, u}$ — предельное нормативное значение абсолютной осадки для зданий и сооружений, принимаемое равным 0,08—0,15 м (80—150 мм);

$$Q = n \gamma h b; \quad (8.32)$$

$n = 1,1$ — безразмерный коэффициент перегрузки; γ — объемная масса грунта со сваями в массиве, принимаемый равным 2,04 кН/м³; h — расстояние от верха фундамента до острия свай (см. рис. 8.5), м; b — ширина массива грунта со сваями, м.

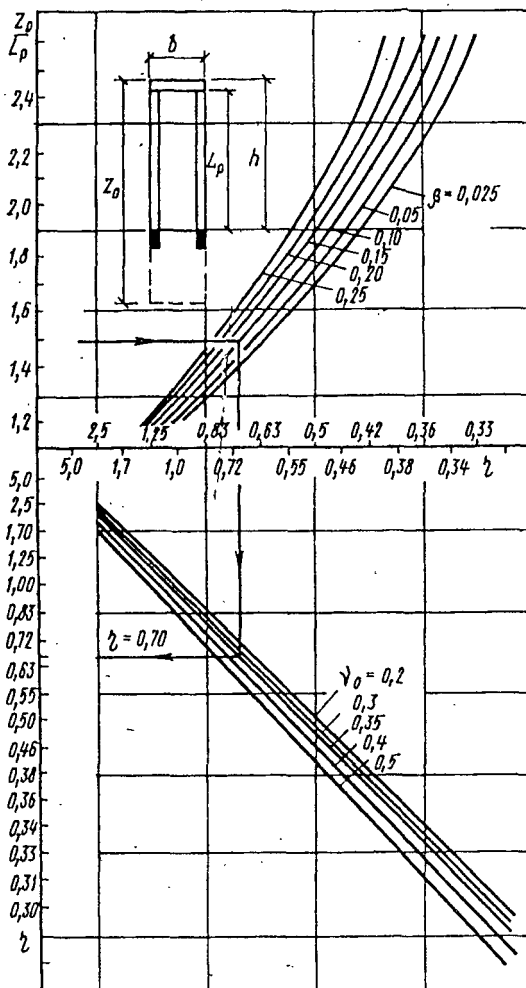
Пример 8.1. Необходимо определить погонную несущую способность $F_{л.ф}$ двухрядного ленточного свайного фундамента (рис. 8.6, а) из свай сечением 30х30 см, длиной 8 м, расстояние между сваями $3d$, ростверк высотой 1 м, шириной 1,2 м. Инженерно-геологическое строение площадки представлено однородным суглинком $E_0 = 7,0$ МПа, $\nu_0 = 0,35$.

1. Определим по формуле (8.31)

$$E_1 = \frac{7,0}{1 - 0,35^2} = 7,95 \text{ МПа.}$$

2. По номограмме на рис. 8.5 принимаем $\eta = 0,7$ в зависимости от отношения $z_0/L_p = 1,5$ (где z_0 — глубина актив-

Рис. 8.5. Помограмма для определения коэффициента η



ной зоны, равная для однородного суглинка 4,0 м) и $\beta = b/L_p = 0,15$.

3. По табл. 8.4 находим реологический коэффициент $\xi = 0,818$ в предположении удельной передачи 1 м сваи нагрузки 40 кН.

Нормативная предельная допустимая осадка $S_{\max, u} = 0,1$ м (10 см).

$$F'_{\text{л.ф}} = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 3,14 \cdot 7,95 \cdot 0,70 \cdot 0,818 \cdot 0,1 = 1143 \text{ кН/м};$$

4. По формуле (8.32)

Т а б л и ц а 8.4. Значения коэффициента ζ в зависимости от осредненного модуля деформации грунта активной зоны и удельной нагрузки на одну сваю в составе фундамента

P'/L_p	Значения ζ при E_0 , равном						
	4	5	6	7	8	9	10
20	0,831	0,838	0,846	0,853	0,860	0,867	0,875
30	0,825	0,831	0,837	0,844	0,850	0,856	0,862
40	0,785	0,796	0,807	0,818	0,829	0,840	0,850
50	0,719	0,737	0,755	0,773	0,791	0,809	0,826
60	0,559	0,597	0,635	0,673	0,711	0,749	0,785

П р и м е ч а н и е. P' — несущая способность одной сваи, определенная по СНиП 2.02.03-85.

$$Q = 1,1 \cdot 2,04 \cdot 9,0 \cdot 1,2 = 242 \text{ кН/м.}$$

5. Несущая способность свайного фундамента по формуле (8.29) составит

$$F_{\text{л.ф}} = F'_{\text{л.ф}} - Q = 901 \text{ кН/м.}$$

Предложенный подход был реализован при определении несущей способности отдельных центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов (кустов свай).

Формула для расчета несущей способности центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов имеет вид

$$F_{\text{о.ф}} = \gamma_c \gamma_g \zeta (A_1 + A_2), \quad (8.33)$$

где γ_c — безразмерный коэффициент условий работы свай; для забивных свай $\gamma_c = 1$; γ_g — безразмерный коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 0,8; ζ — реологический коэффициент, принимаемый по табл. 8,4;

$$A_{1,2} = \sqrt[3]{u' \pm \sqrt[3]{\Theta}}; \quad (8.34)$$

$$u = \frac{4 S_{\text{max},u} l^3}{kg}; \quad (8.35)$$

$S_{\text{max},u}$ — предельное нормативное значение абсолютной осадки для данного здания или сооружения (см. прил. 4 СНиП 2.02.01-83); l — длина сваи, м; k — коэффициент, зависящий от геометрических параметров свайного фундамента и эксцентриситета приложения нагрузки (табл. 8,5); g — коэффициент, принимаемый в зависимости от геометрических размеров ростверка по табл. 8,6;

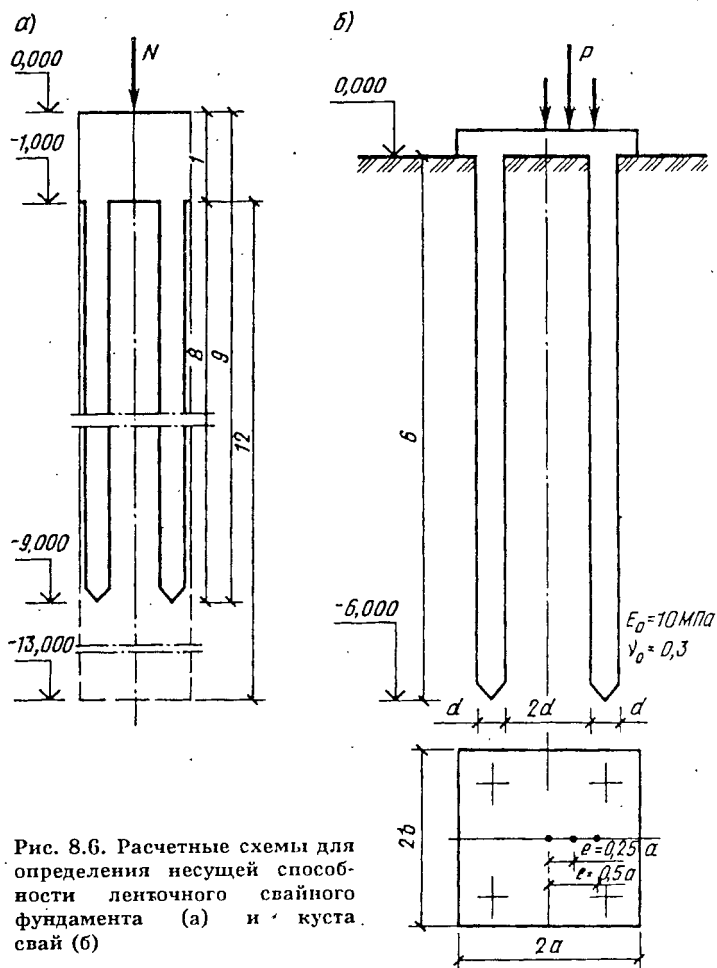


Рис. 8.6. Расчетные схемы для определения несущей способности ленточного свайного фундамента (а) и куста свай (б)

$$\Theta = \left[\frac{1,33 \cdot 10^3 (k_1 + k_2) l^2}{E_0 k_g} \right]^3 + u^2 ; \quad (8.36)$$

k_1 и k_2 — безразмерные коэффициенты для определения осадок по оси грани фундамента или условной точки соответственно в сторону перемещения эксцентриситета и в противоположную сторону от центра фундамента, табулированные в зависимости от величины, направления эксцентриситета, приведенной глубины активной зоны и коэффициента бокового расширения грунта (табл.8.7); E_0 — осредненный модуль деформации грунта активной зоны.

Пример 8.2. Необходимо определить несущую способность $F_{0.ф}$ свайного куста из четырех свай длиной 6 м (рис.8.6,б),

Т а б л и ц а 8.5. Значения коэффициента k , $\text{м}^2/\text{кН}$, в зависимости от типа свайного фундамента, величины и направления нагрузки (расстояние между сваями $3d$)

Количество свай	Значения $k \cdot 10^{-4}$ при направлении и эксцентриситете приложения нагрузки				
	центральному	по оси		по диагонали	
		0,25a	0,50a	0,25a	0,50a
4	100	200	400	200	450
5	80	100	150	200	350
6	15	20	30	20	40
7	11,5	15	23,5	10	32
8	9,5	11,5	19	2,5	27
9	7	8,5	14,5	10	23
10	6	7	12	8	19,5
11	5	5,5	9,7	6,5	16,2
12	4	4,5	8	5	13,5
13	3,2	3,8	7	4	11
14	2,5	3,2	6,2	3,5	9
15	2,2	2,8	5,5	3	7,5
16	2	2,5	5	2,7	6
17	1,85	2,33	4,6	2,5	5,53
18	1,7	2,16	4,2	2,3	5,06
19	1,55	2,0	3,8	2,1	4,6
20	1,4	1,82	3,4	1,9	4,12
21	1,25	1,65	3,0	1,7	3,65
22	1,1	1,48	2,6	1,5	3,18
23	0,95	1,3	2,2	1,3	2,7

Т а б л и ц а 8.6. Значения коэффициента g , $\text{м}^2/\text{кН}^2$, в зависимости от геометрических размеров свай и типа свайного фундамента (шаг свай $3d$)

Количество свай	Значения $g \cdot 10^{-5}$ при сечении свай, см			
	25x25	30x30	35x35	40x40
4	25,1	13,9	8,2	5,27
6	25,1	19,5	15,7	12,5
9	25,1	20,8	17,6	14,9
16	25,1	22	19,1	16,8
25	25,1	22,5	20,4	18,3

расстояние между сваями $3d$, эксцентриситет приложения нагрузки по оси составляет $0,25a$, где a — половина ширины фундамента. Геологическое строение площадки представлено однородным суглинком с осредненным модулем деформации $E_0 = 10 \text{ МПа}$ ($1,0 \cdot 10^4 \text{ кПа}$).

По табл. 8.4 принимаем $\xi = 0,785$ в предположении передачи 1 м свай нагрузки 60 кН.

Нормативная предельная осадка для зданий с железобетонным каркасом по прил.4 СНиП 2.02.01-83 $S_{\text{max},u} = 80 \text{ мм}$.

По табл. 8.5 находим $k = 200 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{кН}$, по табл. 8.6 $g = 8,2 \cdot 10^{-5}$.

Т а б л и ц а 8.7. Значения коэффициентов k_1, k_2 для определения осадок центрально и внецентренно нагруженного свайного фундамента при коэффициенте бокового расширения грунта $\nu=0,3$

z_0/l	Направление и эксцентриситет нагружения								
	по оси				по диагонали				
	k_1			k_2		k_1		k_2	
	0	0,25a	0,5a	0,25a	0,5a	0,25a	0,5a	0,25a	0,5a

Фундамент из четырех свай

1,1	0,14	0,21	0,28	0,08	0,02	0,33	0,43	0,06	0,03
1,2	0,26	0,36	0,47	0,15	0,05	0,56	0,72	0,11	0,06
1,4	0,41	0,56	0,71	0,26	0,10	0,83	1,10	0,20	0,14
1,6	0,50	0,67	0,84	0,33	0,13	0,97	1,12	0,25	0,20
1,8	0,52	0,74	0,92	0,38	0,16	1,11	1,13	0,29	0,24
2,0	0,61	0,80	0,98	0,41	0,17	1,11	1,14	0,32	0,26
2,2	0,64	0,83	1,02	0,43	0,18	1,12	1,15	0,34	0,28
2,4	0,66	0,86	1,06	0,45	0,19	1,12	1,15	0,36	0,29
2,6	0,68	0,89	1,09	0,47	0,20	1,13	1,15	0,37	0,30
2,8	0,70	0,91	1,11	0,48	0,21	1,13	1,16	0,38	0,31
3,0	0,72	0,93	1,14	0,49	0,22	1,13	1,16	0,39	0,32
3,2	0,73	0,94	1,16	0,50	0,22	1,33	1,16	0,40	0,33

Фундамент из шести свай

1,1	0,10	0,16	0,21	0,05	0,02	0,26	0,35	0,05	0,03
1,2	0,19	0,28	0,38	0,09	0,04	0,46	0,61	0,09	0,05
1,4	0,31	0,45	0,60	0,16	0,10	0,71	0,92	0,11	0,07
1,6	0,39	0,56	0,73	0,21	0,15	0,85	1,11	0,39	0,12
1,8	0,45	0,64	0,82	0,25	0,19	0,85	1,12	0,52	0,15
2,0	0,49	0,69	0,87	0,27	0,22	1,10	1,13	0,61	0,17
2,2	0,52	0,73	0,94	0,29	0,24	1,11	1,14	0,64	0,18
2,4	0,55	0,76	0,97	0,31	0,26	1,11	1,14	0,74	0,19
2,6	0,57	0,79	1,00	0,32	0,27	1,12	1,15	0,79	0,20
2,8	0,58	0,81	1,03	0,33	0,29	1,12	1,15	0,83	0,21
3,0	0,60	0,83	1,06	0,34	0,30	1,12	1,15	0,86	0,21
3,2	0,61	0,84	1,07	0,35	0,31	1,12	1,15	0,89	0,22

По формуле (8.35)

$$u = \frac{4 \cdot 80 \cdot 5^3 \cdot 10^{-2}}{2,0 \cdot 8,2 \cdot 10^{-9}} = 42,15 \cdot 10^9 \text{ кН}^3.$$

Безразмерные коэффициенты $k_1 + k_2 = 1,36$ определим по табл. 8.7 при $z_0/l = 2,6$.

По формуле (8.36) получим

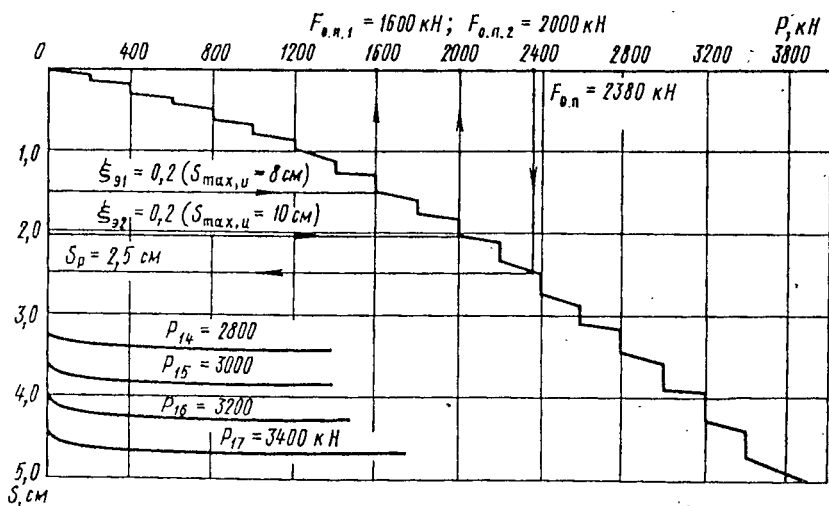


Рис. 8.7. Результаты статических испытаний фундамента из четырех свай (С 6-30), проведенных на экспериментальной площадке № 2

$$\Theta = \left[\frac{1,33 \cdot 10^3 \cdot 1,36 \cdot 6^2}{1,0 \cdot 10^4 \cdot 200 \cdot 8,2 \cdot 10^{-9}} \right]^3 + 42,15 \cdot 10^{18} = 1794,17 \cdot 10^{18} \text{ кН}^6;$$

$$A_{1,2} = \sqrt[3]{42,15 \cdot 10^9 \pm \sqrt{1794,17 \cdot 10^{18}}} = 10^3 \cdot \sqrt[3]{42,15 \pm 42,35};$$

$$A_1 = 4,37 \cdot 10^3 \text{ кН}; A_2 = -0,58 \cdot 10^3 \text{ кН}.$$

Несущая способность свайного куста составит

$$F_{0.ф} = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,785(4,37 \cdot 10^3 - 0,58 \cdot 10^3) = 2380 \text{ кН}.$$

На рис. 8.7 приведено сравнение расчетных данных и экспериментальных результатов, полученных для свайного фундамента из четырех свай длиной 6 м, испытанного статической нагрузкой на экспериментальной площадке № 2. Анализ результатов показывает, что несущая способность, определенная по разработанному методу ($F_{0.п} = 2380$ кН), на 19% превышает несущую способность, полученную по данным статических испытаний с учетом переходного коэффициента $\xi = 0,2$.

8.5. ПРИМЕРЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ОСАДКАХ, РАВНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫМ ЗНАЧЕНИЯМ СРЕДНЕЙ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ ИЛИ СООРУЖЕНИЯ

Результаты исследования несущей способности одиночных свай и ленточных свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым, были использованы при строительстве более 30 зданий в г.Перми. Рассмотрим наиболее характерные примеры.

Впервые полученные результаты исследования несущей способности свай при осадках, равных предельно допустимым для зданий, использованы в 1967 г. при строительстве 5-этажного кирпичного здания с подвалом по ул.Коммунистической, 37, где применены сваи сечением 30х30 см при глубине забивки 6,6 м (рис.8.8). Результаты статических испытаний свай приведены на рис.8.1 (кривая 2). По графику "осадка—нагрузка" определено нормативное значение предельного сопротивления сваи $F_{u,п} = 270$ кН при стабилизированной осадке, равной 60 мм. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, равна 216 кН, проектная нагрузка на сваю 210 кН.

С целью получения более полных данных об осадке указанного экспериментального здания был произведен расчет осадок по формуле (3.22) и с начала строительства в течение 8 лет велись геодезические наблюдения.

Расчетная осадка двухрядного свайного фундамента от нормативной нагрузки на сваю 183 кН (4060 Н/см) составила

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{4060}{3,14 \cdot 5 \cdot 10^2} \cdot 2,57 = 6,65 \text{ см.}$$

В период строительства максимальная осадка составила 34 мм, минимальная 23 мм, средняя 29 мм. Относительный прогиб равен 0,0004. За весь период наблюдений максимальная осадка оказалась равной 60 мм, минимальная 48 мм, средняя 57 мм. На рис.8.8 показан рост средней расчетной нагрузки, фактической нагрузки на сваю в составе фундамента на разных этапах строительства и осадок во времени — максимальной, средней и минимальной — за весь период наблюдений.

По формуле (8.8) определена осадка свайного фундамента во времени:

$$S_t = (1 + k_0) \frac{1}{B} - \arctg \frac{P}{b} [1 + A_t^{1-\lambda}]^*$$

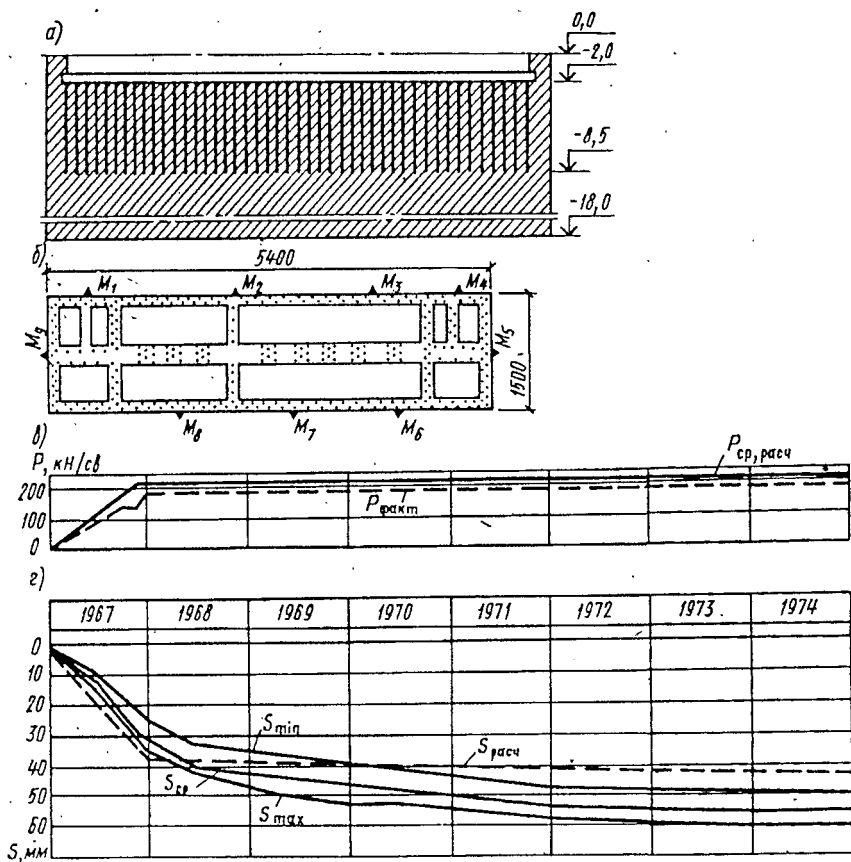


Рис. 8.8. Результаты исследования осадок здания в квартале № 45
 а — вертикальный разрез основания; б — план фундаментов; в — график скорости роста нагрузки; г — графики осадок марок в зависимости от времени

Коэффициент k_0 , учитывающий взаимовлияние свай, определен по рис. 3.6, при расстоянии между сваями $3d/k_0 = 2,5$. Коэффициент λ равен 0,7. Константы определены по результатам испытания свай на площадке строительства и по графику "осадка—время" при нагрузке 200 кН, $B = 1,37$ 1/см; $A = 0,44$ 1/ч; $b = 300$ кН. При этих константах по формуле (8.8) были определены осадки фундамента во времени от нормативной нагрузки на сваю 183 кН в разное время после окончания строительства (см.рис.8.8).

Результаты исследования несущей способности однорядного свайного фундамента при осадках, равных предельно до-

пустимым, были использованы при строительстве двух 140-квартирных кирпичных домов серии I-447 по ул. Фонтанной.

На площадках строительства были испытаны одиночные сваи сечением 30х30 см, длиной 8 м и однорядный свайный фундамент при контакте ростверка с грунтом (ширина ростверка 50 см) (рис. 8.9).

Нормативное значение предельного сопротивления одиночной сваи при стабилизированной осадке, близкой к предельно допустимой, было равно 340 кН, а элемента однорядного свайного фундамента (в пересчете на одну сваю) с шириной ростверка 50 см — 550 кН. Для строительства домов было рекомендовано применить сваи сечением 30х30 см, длиной 8 м с учетом работы ростверка и определить несущую способность фундаментов исходя из предельно допустимых осадок. Расчетная нагрузка на сваи с учетом работы ростверка была принята 440 кН, нормативная нагрузка на 1 м длины фундамента равнялась 406 кН.

Расчетная осадка однорядных свайных фундаментов составила

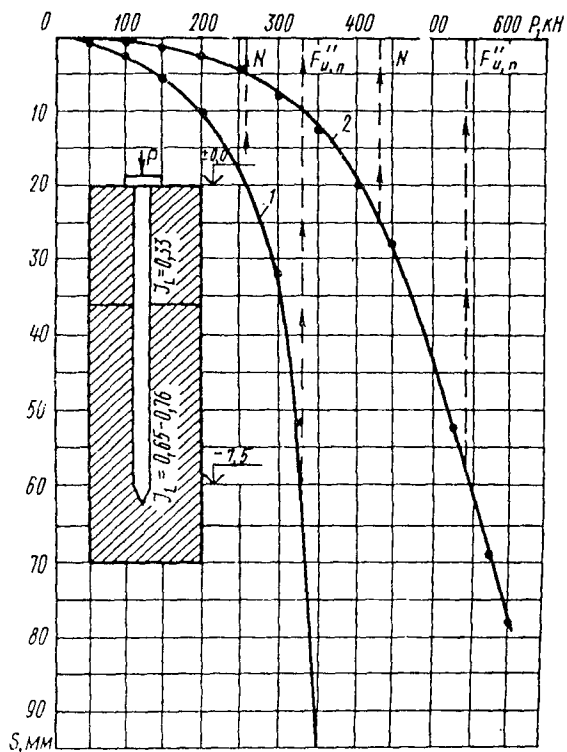
$$s = \frac{P}{\pi E_I} S_0 = \frac{4060}{3,14 \cdot 5,5 \cdot 10^2} \cdot 2,72 = 6,39 \text{ см.}$$

Наблюдения за осадками зданий начали вести в тот период, когда кладка стен была доведена до уровня цоколя. Для измерения осадок на каждом здании было заложено по 20 марок, из них 16 — по периметру зданий и по 4 — на внутренних продольных стенах. За период строительства провели три цикла наблюдений, а после сдачи в эксплуатацию — восемь циклов. Осадка зданий происходила по существу равномерно. Относительные прогибы были равны 0,0002—0,00038. Средние осадки за 8 лет наблюдений составили: для дома № 2 — 58 мм, для дома № 4 — 64 мм. Сравнение расчетных и действительных осадок дома № 2 дано на рис. 8.9.

Наиболее полно несущая способность однорядных свайных фундаментов при осадках, равных предельно допустимым, была использована при строительстве пяти крупнопанельных 5-этажных домов серии 1-464А в микрорайоне VI по ул. Центральной г. Перми. Дома были запроектированы на свайных фундаментах, сваи сечением 30х30 см, длиной 7—8 м, проектная нагрузка на сваю 400 кН.

На площадках провели динамические и статические испытания свай сечением 30х30 см, забитых на глубину 6,49—8,36 м. В процессе забивки несущая способность свай оказалась равной 120—140 кН. После "отдыха" (в течение 33—43 сут) несущая способность исходя из стабилизированных осадок, близких предельно допустимым, составила для

Рис. 8.9. Результаты исследования несущей способности одиночной сваи (1) и элемента однорядного свайного фундамента при контакте ростверка с грунтом (2) при осадках, равных предельно допустимым



свай длиной 9 м на площадке дома № 29—300 кН (кривая 1, рис.8.10), для свай длиной 7 м на площадке дома № 32 — 160 кН (кривая 2).

Кроме одиночных свай на площадке были проведены испытания однорядного свайного фундамента (сваи сечением 30х30 см, глубина погружения 6,6 м, расстояние между сваями $4d$, ширина ростверка 50 см). Нормативное значение предельного сопротивления однорядного свайного фундамента (в пересчете на одну сваю) при контакте ростверка с грунтом и осадке, равной предельно допустимой, составило 500 кН. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, равнялась 400 кН (кривая 3).

Для строительства домов по ул.Центральной было рекомендовано использовать сваи сечением 30х30 см, длиной 7—8 м с передачей части нагрузки через ростверк. Несущая способность однорядных свайных фундаментов была определена исходя из предельно допустимых осадок зданий. Расчетная нагрузка на сваю составила 400 кН, а нормативная — 334 кН.

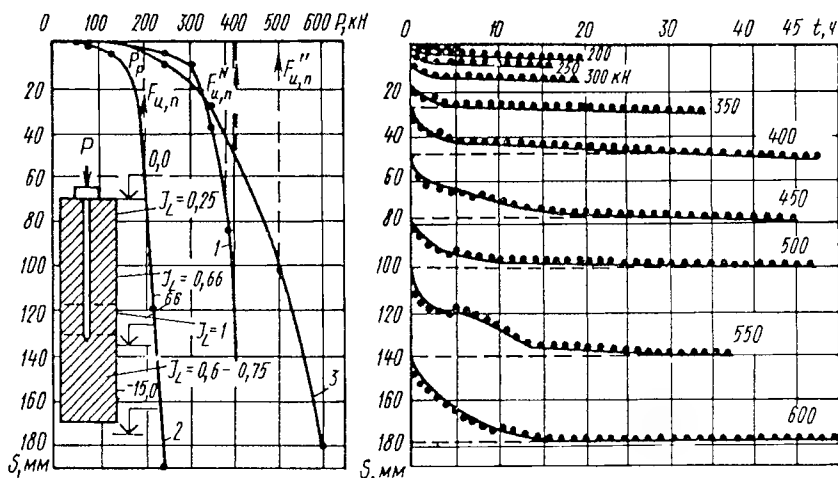


Рис. 8.10. Результаты исследования несущей способности и осадок одиночных свай и однорядного свайного фундамента при контакте ростверка с грунтом

Расчетные осадки всех зданий, определенные по формулам (3.22), (8.8) и (8.12), равны 60—74 мм. С целью выявления действительных осадок указанных зданий с начала строительства велись геодезические наблюдения. Наблюдения в течение 6 лет показали, что средние осадки зданий равны 50—56 мм (результаты наблюдений за домом № 32 приведены на рис. 8.11).

Для строительства 9-этажных домов серии 1-Р-447С-25/65 (№ 79, 81 и 83 по ул.Крупской в квартале 1905) проектами предусматривалось применение свайных фундаментов с двухрядным расположением свай. Сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м, расчетная нагрузка на сваю 400 кН.

В ходе застройки квартала 1905 Пермским политехническим институтом и трестом Оргтехстрой Главзападуралстроя были проведены статические испытания и исследования несущей способности свай при осадках, равных предельно допустимым для зданий, и увеличения несущей способности свай во времени в глинистых грунтах. В результате исследований установлено, что при определении несущей способности свай исходя из предельно допустимых осадок на сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м можно дать нагрузку 800 кН. Для дома № 79 проект свайного фундамента был переработан и вместо свайного фундамента с расположением свай в два ряда

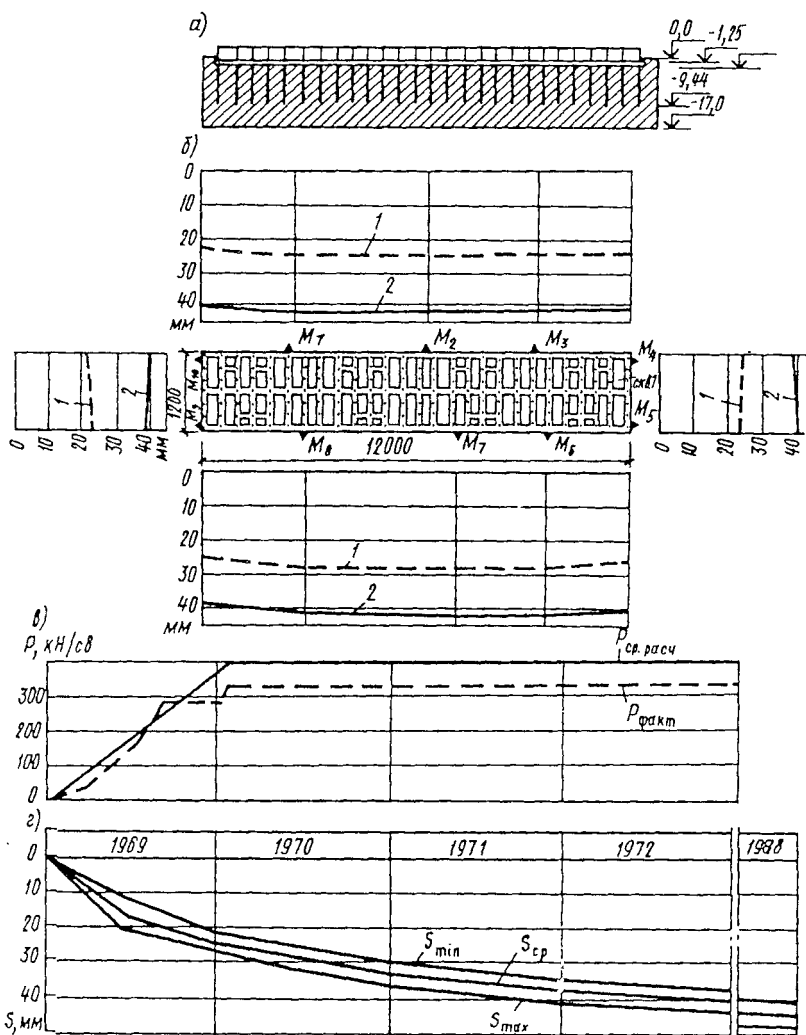


Рис. 8.11. Результаты исследования дома № 32 по ул.Центральной (свайный фундамент запроектирован по предельно допустимым осадкам)
а — вертикальный разрез основания; б — план фундамента, расположение марок, эпюры-развертки осадков; в — график средней скорости роста нагрузки; г — график осадков марок в зависимости от времени; 1 — осадки за период строительства; 2 — осадки за период наблюдений

был принят свайный фундамент с расположением свай в один ряд (рис.8.12). Расчетная нагрузка на сваю составила 800 кН, нормативная — 666 кН, а фактическая — 640 кН.

С целью получения более полных данных об осадках данного здания был произведен расчет осадок свайных фундаментов с учетом взаимовлияния внутренних рядов свай (см.п.3.6) и организованы высокоточные геодезические наблюдения за деформациями. Средняя осадка за период строительства составила 42 мм, а за весь период наблюдений — 64 мм. Средняя расчетная осадка дома от фактической нагрузки с учетом взаимовлияния рядов свай равнялась 80,3 мм.

Из приведенных примеров видно, что определение несущей способности свай исходя из предельно допустимых осадок вполне правомерно. Действительные осадки зданий по абсолютной величине, разности, относительным прогибам и перегибам не превышают предельно допустимых.

Глава 9. Результаты наблюдений за осадками зданий и сравнения расчетных и фактических осадок свайных фундаментов

Точность методов прогноза осадок, правомерность проектирования фундаментов по предельно допустимым деформациям можно установить лишь на основании изучения фактических осадок зданий с начала строительства до их стабилизации и сопоставления расчетных и экспериментальных данных. Накопление фактического материала по осадкам зданий, возведенных на различных фундаментах, и его анализ, тесно увязанный с реальными геологическими условиями, нагрузками и предварительными расчетами, позволяют проверить теоретические методы и в необходимых случаях уточнить их.

Проведенные исследования действительных осадок свайных фундаментов позволили разработать рекомендации по проектированию фундаментов по предельным состояниям, установить точность и достоверность различных методов прогноза осадок.

9.1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Целью расчета оснований зданий и сооружений исходя из предельно допустимых осадок является ограничение развития возможных деформаций такими пределами, при которых гарантируется невозможность достижения во времени состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию здания в целом или его конструкций либо снижающего его долговечность вследствие появления недопустимых перемещений.

Анализ результатов многочисленных данных геодезических наблюдений за осадками зданий и сооружений позволил К.Е.Егорову (1952), А.А.Ничипоровичу (1955), Д.Е.Польшину и Р.А.Токарю (1957) сформулировать принципы проектирования и назначить величины предельно допустимых осадок различных зданий и сооружений.

По этим исследованиям наиболее опасными являются неравномерные деформации основания. Основными причинами их следует признать следующие:

а) различие величин нагрузок на отдельные фундаменты, их размеров в плане и глубины заложения;

б) изменение сжимаемости из-за неоднородности, выклинивания и непараллельности залегания отдельных слоев грунта;

в) неучет при проектировании временных процессов в грунтовой основе — фильтрационного уплотнения и ползучести;

г) дополнительные неучтенные технологические статические и динамические нагрузки.

Неравномерные осадки свайных фундаментов на стадии проектирования можно рассчитать описанным в гл.7 инженерным методом. Для сравнения с предельными неравномерными осадками можно пользоваться данными прил.4 СНиП 2.02.01—83 "Основания зданий и сооружений" либо схемой-классификацией, предложенной Л.Бьеррумом (рис.9.1).

Многолетние результаты измерений осадок более чем 100 объектов, разнообразных по конструктивным и грунтовым условиям, позволили установить официальные нормы предельных, абсолютных и неравномерных осадок фундаментов зданий и сооружений. На основе теоретических анализов, модельных и натурных измерений Л.Бьеррум составил таблицу предельных относительных деформаций основания. Критерии, указанные на рис.9.1, могут быть использованы для обоснования принципа проектирования исходя из предельных неравномерных осадок сооружений. Для этого необходимо, пользуясь разработанной методикой, рассчитать осадки фундаментов во времени и сравнить относительную неравномерность осадок с предельным табличным значением.

С целью изучения действительных осадок свайных фундаментов и их сравнения с расчетными осадками, определенными по разработанным методам, были детально изучены инженерно-геологические условия различных площадок, проведены высокоточные геодезические наблюдения за осадками зданий и сооружений. Наблюдения за осадками различных зданий проводились в течение 1961—1985 гг.

Точность определения осадок зданий зависит в первую очередь от геодезической основы: правильного определения высотного положения реперов и их неизменного положения в течение длительного времени. В качестве высотной основы на строительных площадках были заложены спроектированные в ППИ глубинные и грунтовые реперы. На каждой площадке заложено по три репера на расстоянии 150—200 м друг от друга и 15—50 м от наблюдаемых зданий. Реперы связаны между собой и с пунктами Государственной сети нивелирования ходом II класса. Для наблюдения за осадками и деформациями зданий использовались прецизионные нивелиры с инварными рейками, которые позволяли измерять осадки с точностью 0,1 мм.

Перед началом работ для каждого здания составляли программу наблюдений. Для измерения осадок на уровне цоколя каждого здания было заложено в среднем по 10—20 нивелирных марок, расстояние между марками 10—17 м.

Наблюдения за каждым зданием начинали с момента

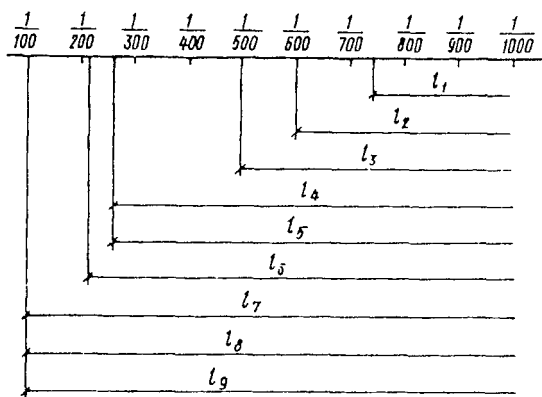


Рис. 9.1. Предельные значения относительных неравномерных деформаций основания (по Бьерруму)

l_1 — предел возникновения затруднений в работе оборудования, чувствительного к осадкам; l_2 и l_3 — пределы опасности для диагональных каркасов и сооружений, в которых недопустимы трещины; l_4 и l_5 — пределы возникновения первых трещин в панельных стенах и затруднений в работе мостовых кранов; l_6 — предел видности наклона высоты жестких сооружений; l_7 — предел возникновения значительных трещин в панельных и кирпичных стенах; l_8 и l_9 — пределы опасности для податливых стен и структурного нарушения всего сооружения

монтажа первого этажа. В период строительства наблюдения проводились после монтажа очередного этажа, затем сразу после сдачи в эксплуатацию. В дальнейшем проводилось по одному-три наблюдения в год.

Результаты многочисленных наблюдений за осадками однорядных свайных фундаментов приведены в работе [5]. Исследования показали, что осадки одиночных свай от нормативной нагрузки равны 1,5—2 мм. Осадки однорядных свайных фундаментов в глинистых грунтах составили 15—25 мм, а в песчаных грунтах 8—13 мм, относительные прогибы (перегибы) были равны $\pm 0,00002$ — $0,00007$. Можно видеть, что осадки однорядных свайных фундаментов в 5—10 раз больше осадок одиночных свай, однако эти осадки незначительны по величине и в 4—5 раз меньше предельно допустимых. Неравномерность осадок, относительные прогибы (перегибы) также значительно меньше предельно допустимых.

В данной главе приведены результаты наблюдений за осадками зданий, возведенных на свайных фундаментах, которые запроектированы исходя из предельно допустимых осадок. Модули деформации грунта в активной зоне были определены по данным испытания свай, свай-штампов и элементов свайных фундаментов с учетом полной стабилизиро-

ванной осадки, определенной по формулам, приведенным выше.

На основании анализа данных статических испытаний, а также требований СНиП, несущую способность свай по результатам ее испытаний рекомендуется определять в зависимости от предельно допустимой осадки для данного сооружения. При этом для перехода от осадки одиночной свай, полученной при стационарных испытаниях, к осадке свайного фундамента здания, которая может развиваться во времени, используется коэффициент перехода ξ , принимаемый равным 0,2, применительно к любым сооружениям, в любых грунтовых условиях. В то же время сложность выбора коэффициента ξ для оценки развития осадки фундамента во времени значительно зависит от ряда причин — методики статического испытания, величины ступеней и скорости нагружения, реологических свойств грунтов основания, геометрических параметров свай.

9.2. РЕЗУЛЬТАТЫ МНОГОЛЕТНИХ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ОСАДКАМИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

Для удобства анализа результатов наблюдений за осадками зданий, сравнения расчетных и фактических осадок данные исследований сгруппированы в зависимости от грунтовых условий площадок, типа зданий и свайных фундаментов.

Пятиэтажное кирпичное здание в квартале № 45. Инженерно-геологические условия и физико-механические свойства грунтов приведены выше. Для строительства здания были применены свай сечением 30х30 см, длиной 7 м (глубина забивки 6,6 м). Нормативная нагрузка на сваю 183 кН. Под внутреннюю стену приняты свайные фундаменты с расположением свай в три ряда, а под наружные стены — в два ряда.

Несущая способность свай на площадке была определена при осадке, равной предельно допустимой для здания.

Для получения более полных данных об осадке указанного экспериментального здания осадки были рассчитаны по разработанной методике и организованы геодезические наблюдения с начала строительства, которые ведутся и по настоящее время. В период строительства максимальная осадка составила 34 мм, минимальная 23 мм, средняя 29 мм. Относительный прогиб был равен 0,0004. За весь период наблюдений максимальная осадка оказалась равной 65 мм, минимальная 52 мм, средняя 58 мм. Расчетная осадка равна 66,5 мм.

Микрорайон "Городские Горки" в квартале 1905. В данном квартале наблюдения велись за одним 90-квартирным и

пятью 119-квартирными крупнопанельными домами серии 1-464А по ул.Пушкарской (№ 61, 63, 67, 69, 79, 83) и тремя кирпичными 9-этажными домами серии 1-Р-447с-26/65 по ул.Крупской (№ 79, 81, 83). На всех площадках были проведены статические испытания свай сечением 30х30 см, длиной 5-11 м и определена их несущая способность исходя из предельно допустимых осадок.

Площадки домов по ул.Пушкарской сложены слоем суглинков и глин мягко- и тугопластичной консистенции с прослойками текучепластичной консистенции. Мощность слоя 14—15 м. Ниже залегают гравийно-песчаные отложения. Лабораторными исследованиями установлены следующие физико-механические свойства грунтов: плотность твердых частиц 2,68—2,72 т/м³; объемная масса грунта 1,81—1,90 т/м³; коэффициент пористости 0,84—0,9; природная влажность 19,2—30,5%; влажность на границе текучести 26—33% и на границе раскатывания 14,3—20,6%; удельное сцепление 3,0—17,0 кПа; угол внутреннего трения 18—20°; коэффициент фильтрации $2,35 \cdot 10^{-7}$ — $1,74 \cdot 10^{-8}$ см/с; структурная прочность при сжатии 0,01—0,012 МПа; модуль деформации 6,0—9,0 МПа.

Площадки домов по ул.Крупской сложены суглинками и глинами, консистенция которых изменяется от мягко- до тугопластичной, полутвердой. Мощность толщи суглинков и глин 22—24 м. Слой глины, залегающий в активной зоне под сваями (на глубине 10—11 м) имеет следующие физико-механические свойства: плотность 19,8—20,0 т/м³; плотность твердых частиц 2,7 т/м³; коэффициент пористости 0,64—0,66; природная влажность 22—28%; влажность на границе текучести 35—41% и на границе раскатывания 17—24%; угол внутреннего трения 20—22°; удельное сцепление 24,0—27,0 кПа; коэффициент фильтрации $1,28 \cdot 10^{-9}$ см/с; модуль деформации 12,0—14,0 МПа; структурная прочность сжатию 0,014—0,019 МПа.

Исследования несущей способности свай при осадках, равных предельно допустимым, на площадках строительства домов по ул.Пушкарской показали, что нагрузки могут быть увеличены на 19—38% (табл.9.1). Это позволило применить сваи длиной 6—8 м вместо 9—11 м, предусмотренных проектом. Сваи объединены монолитным ростверком 40х40 см. Расчетная нагрузка на сваю равна 250 кН, а нормативная — 210 кН. Для наблюдения за осадками зданий на уровне цокольных панелей было заложено по 10—14 настенных марок. Наблюдения за каждым зданием начинались с момента монтажа первого этажа.

На рис. 9.2 приведены результаты исследования осадок дома № 83 по ул.Пушкарской. Средняя осадка за период строительства составила 17 мм, а за весь период наблюде-

ний — 53 мм. Максимальная разность осадок за период наблюдений составила 12 мм, а максимальный относительный прогиб равен +0,00014. Аналогичные данные получены для домов № 61, 63, 67, 69, 79 (см. табл. 9.1).

Для сравнения расчетных осадок с фактическими определим стабилизированную осадку дома № 83 по формуле (3.22) и осадку во времени по формуле (7.56).

I. Определение полной стабилизированной осадки.

1. Рассчитаем приведенную ширину свайного фундамента

$$\beta = d/l = 0,3/6 = 0,05.$$

2. Определим приведенную глубину активной зоны. При $\beta = 0,05$; $\nu = 0,35$ в таблице [5] находим, что $\delta_2 = \delta_1$ при приведенной глубине $z_0/l = 2,3$.

3. Вычислим компоненту перемещения δ_0 по номограмме. При $z_0/l = 2,3$; $\beta = 0,05$ и $\nu = 0,35$ $\delta_0 = 2,8$.

4. Определим средневзвешенное значение модуля деформации грунта от плоскости острия свай до нижней границы активной зоны:

$$E_{\text{ср}} = \frac{E_{\text{упл}} h_{\text{упл}} + E_2 h_2}{h_{\text{упл}} + h_2} = \frac{19,5 \cdot 0,9 + 5 \cdot 5,9}{0,9 + 5,9} = 7,6 \text{ МПа};$$

$$E_1 = \frac{E_{\text{ср}}}{1 - \nu^2} = \frac{7,6}{1 - 0,35^2} = 8,5 \text{ МПа}$$

5. Вычислим осадку однорядного свайного фундамента

$$S = \frac{P \delta_0}{\pi E_1} = \frac{2330 \cdot 2,8}{3,14 \cdot 8,5 \cdot 10^2} = 2,41 \text{ см.}$$

6. Рассчитаем полную осадку свайного фундамента с учетом взаимного влияния поперечных рядов свай

$$S_0 = (1 + k_0) \frac{P \delta_0}{\pi E_1} = (1 + 0,7) 2,42 = 4,1 \text{ см.}$$

II. Определение осадки во времени

1. Вычислим напряжения в плоскости острия свай

$$\sigma = \frac{P}{\pi l} \alpha_n = \frac{2330}{3,14 \cdot 600} 13,78 = 0,171 \text{ МПа.}$$

Т а б л и ц а 9.1. Анализ результатов наблюдений за осадками зданий, возведенных на различных ленточных фундаментах

Наименование зданий и характеристика фундаментов	Наименование грунтов (сверху вниз)	Продолжительность строительства, сут	Нормативная нагрузка на сваю, кН	Средняя скорость роста нагрузки на сваю, кН/мес	Результаты						
					за период строительства				за время наблюдений		
					средняя осадка, мм	максимальная неравномерность осадки, мм	максимальный относительный прогиб (+) или перегиб (-)	средняя скорость осадки, мм/мес	средняя осадка здания, мм	максимальная неравномерность осадки, мм	максимальный прогиб (+) или перегиб (-)
5-этажное кирпичное здание в квартале № 45. Под внутренней стеной сваи расположены в три ряда, а под наружной — в два ряда (сваи сечением 30х30 см, длиной 7 м)	Суглинок текуче- и мягкопластичной консистенции $h \approx 18$ м. Ниже залегают коренные породы	390	183	14,2	29	11	+0,0004	2,24	58	12,5	+0,0004
119-квартирный крупнопанельный дом серии 1-164 по ул. Пушкинской, 83. Фундамент свайный с однорядным расположением свай (свай сечением 30х30 см, длиной 6 м)	Глина тугопластичная $h=1,7$ м, суглинок текуче- и мягкопластичный $h=8,2$ м. Ниже залегают гравийные отложения	330	210	19,2	17	10	+0,00014	1,54	53	12	+0,00014
То же, по ул. Пушкинской, 79	Глина тугопластичная $h=2,6$ м, суглинок текуче- и мягкопластичный $h=6$ м. Глина мягко- и тугопластичная $h=6$ м	300	210	21	19	9	-0,00012	1,9	51	10	-0,00012

То же, по ул. Пункаре- кой, 61 (сваи сечением 30х30 см, длиной 5 м)	Суглинок мягко- и ту- гопластичный $h = 3,5$ м, текучепластичный $h =$ $= 2,5$ м; глина тугопла- стичная $h = 4$ м	210	210	30	20	10	+0,00014	2,86	58	14	+0,00014
То же, по ул. Пункаре- кой, 67	Суглинок тугопластич- ный $h = 1$ м, мягкопла- стичный $h = 1$ м, текуче- пластичный $h = 2$ м, мяг- копластичный $h = 6$ м, тугопластичный $h = 3$ м	180	210	35	18	6	+0,0001	3	53	13	+0,00022
Крупнопанельный 119- квартирный дом серии 1-164А по ул. Вильвене- кой, 17 (сваи сечением 30х30 см, длиной 8 м)	Суглинок тугопластич- ный $h = 2$ м, мягкопла- стичный с прослойками текучепластичной кон- систенции $h = 13$ м	210	340	48,5	22	9	+0,0001	3,14	53	12	+0,0003
Кирпичный 9-этажный дом серии 1-Р-447-26/65 по ул. Крупской, 79 (сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м)	Суглинок тугопластич- ный $h = 10$ м, глина туго- пластичная $h = 10$ м и полутвердая $h = 2$ м	690 (факт.)	640	268	42	18	$\pm 0,00025$	1,8	62	18	- 0,0008; +0,00025
9-этажный кирпичный дом №83 в квартале 1905. Свайный фунда- мент двухрядный (сваи сечением 30х30 см, дли- ной 9 м)	Суглинок мягко- и ту- гопластичный $h = 22$ — 24 м	300	320 (факт.)	32	28	10	+0,0001	2,8	46	10	+0,0003
140-квартирный кирпич- ный дом серии 1-447С по ул. Фонтанной, 4 (сваи сечением 30х30 см, длиной 8 м)	Суглиной тугопластич- ный $h = 2$ м, мягкопла- стичный $h = 18$ м	320	376	35,2	41	15	0,0003	3,82	62	16	+0,0003
Крупнопанельный 119- квартирный дом серии 1-464А по ул. Централь- ной, 32. Свайный фунда- мент однорядный (сваи сечением 30х30 см, длиной 7 м)	Суглинок тугопластич- ный $h = 1,3$ м, мягко- и текучепластичный $h = 14,5$ м	230	340	44	25	10	+0,00003	3,24	45	10	+0,00003

2. Определим коэффициент начального порового давления

$$\delta'_{\text{оп}} = \frac{\sigma - \sigma_{\text{стр}}}{\sigma} = \frac{0,171 - 0,01}{0,171} = 0,94.$$

3. Рассчитаем модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости

$$E_w = \frac{P_a}{1 - I_b} = \frac{1}{1 - 0,97} \approx 3,33 \text{ МПа.}$$

4. Определим коэффициент консолидации грунта

$$C_v' = \frac{k_{\phi} E \delta'_{\text{оп}} (1 + \xi_0)}{2 \gamma_B \left(\beta + \frac{E_H}{E_w} \right)} =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 10^{-7} (60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 30) 8,6 \cdot 0,94 (1 + 0,54)}{2 \cdot 0,001 \left(0,63 + \frac{8,6 \cdot 0,45}{3,33} \right)} = 11700 \text{ см}^2/\text{мес.}$$

Отжатие воды из активной зоны происходит к нижней границе, т.е. по II расчетной схеме. Мощность слоя 7,5 м.

5. Вычислим время, необходимое для достижения 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 0,95 полной осадки.

Для указанных степеней консолидации осадки во времени $S_t = S_n U$; $S_{t1} = 4,1 \cdot 0,2 = 8,2$ мм; $S_{t2} = 4,1 \cdot 0,4 = 16,4$ мм; $S_{t3} = 4,1 \cdot 0,6 = 24,6$ мм; $S_{t4} = 4,1 \cdot 0,8 = 32,8$ мм; $S_{t5} = 4,1 \cdot 0,95 = 38,95$ мм.

Для принятых степеней консолидации U_i по табл.6.4 определяются величины N_i , а по ним время t , необходимое для достижения данной степени консолидации

$$N_2 = \frac{\pi^2}{4(z_0 - l)^2} C_v' t.$$

откуда

$$t = \frac{4 N_2 (z_0 - l)^2}{\pi^2 C_v'}; \quad t_1 = \frac{4 \cdot 0,118 \cdot 750^2}{3,14^2 \cdot 11700} = 2,3 \text{ мес;}$$

$$t_2 = \frac{4 \cdot 0,391 \cdot 750^2}{3,14^2 \cdot 11700} = 7,6 \text{ мес;}$$

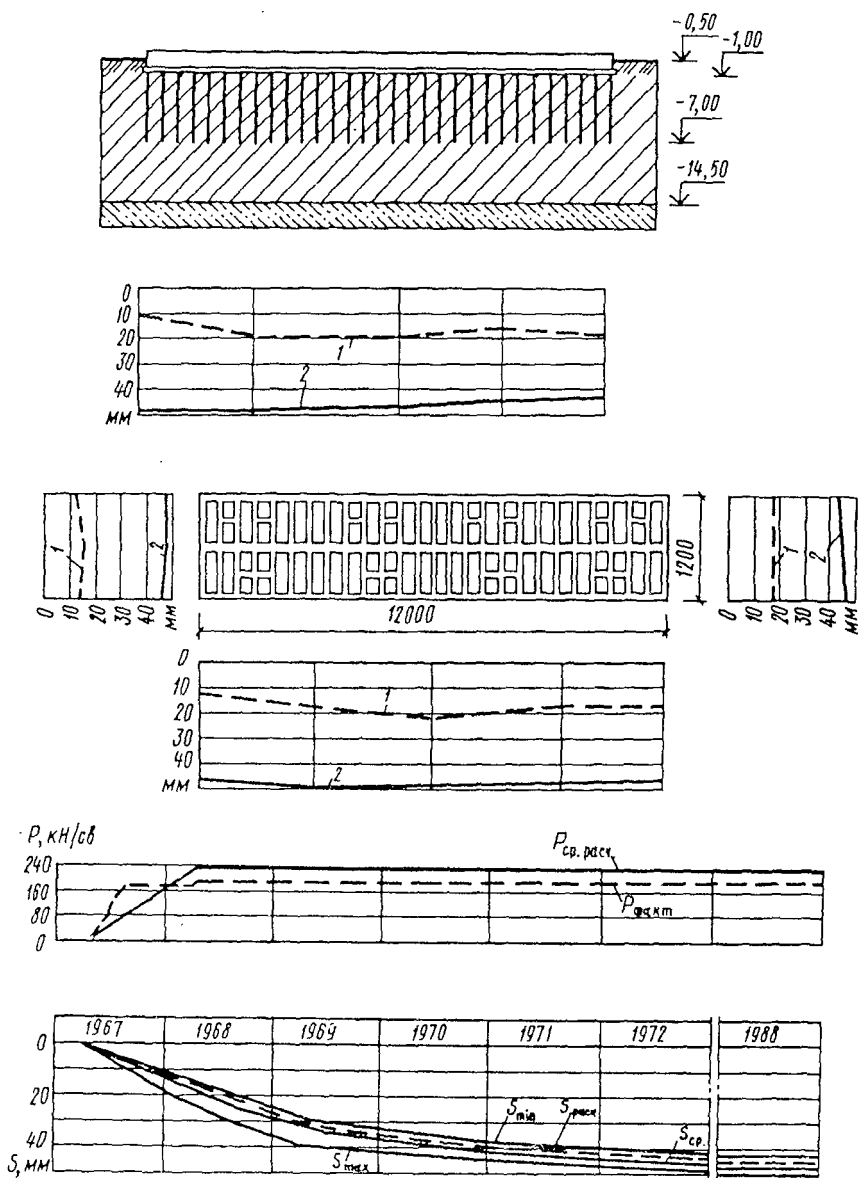


Рис. 9.2. Результаты исследования осадок дома № 83 по ул.Пушкарской
1 — фактические; 2 — расчетные

$$t_3 = \frac{4 \cdot 0,794 \cdot 750^2}{3,14^2 \cdot 11700} = 15,4 \text{ мес};$$

$$t_4 = \frac{4 \cdot 1,487 \cdot 750^2}{5,14^2 \cdot 11700} = 28,9 \text{ мес};$$

$$t_5 = \frac{4 \cdot 2,874 \cdot 750^2}{3,14^2 \cdot 11700} = 56 \text{ мес.}$$

На рис. 9.2 дано сравнение расчетных осадок во времени с результатами наблюдений за осадками здания в течение 7 лет.

Реологические свойства грунтов проявляются при действии постоянных нагрузок на сваю в изменении вертикальной деформации, бокового распора, изменении сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности. Анализ фактических осадок свайных фундаментов и данных статических испытаний позволяют сделать вывод о дифференцированном подходе к выбору коэффициента ξ в зависимости от вышеперечисленных факторов. Нормативные документы рекомендуют по мере накопления данных наблюдений за осадками зданий уточнять коэффициент ξ в сторону повышения. Для учета реологических свойств грунта при выборе переходного коэффициента необходимо рассчитать осадку $S(t)$ при нагрузке, соответствующей осадке Δ , снимаемой с графика испытаний. Затем через коэффициент взаимовлияния свай по осадке $(1 + k_0)$ определить возможную осадку свайного фундамента и сравнить ее с нормативной предельно допустимой. При значительном расхождении $S(t)_\phi$ и $S_{\text{пр.ср}}$ коэффициент перехода ξ можно уточнить в сторону увеличения или уменьшения.

Пользуясь предложенной методикой, проанализируем результаты статических испытаний свай СНпр 12-30, проведенных на специальной экспериментальной площадке. Данные испытаний представлены зависимостями $S = f(P)$ и $S = \varphi(t)$, приведенными на рис.9.3.

Для данного здания предельно допустимая осадка $S_{\text{пр.ср}} = 80$ мм, поэтому несущая способность определяется при осадке $\Delta = \xi S_{\text{пр.ср}} = 16$ мм, где $\xi = 0,2$. Несущая способность свай СНпр 12-30 по результатам испытаний составляет

$$F = m \frac{F_{\text{пр}}^{\text{н}}}{K_{\Gamma}} = 550 \text{ кН},$$

где $F_{\text{пр}}^{\text{н}}$ — предельное сопротивление сваи при $\Delta = 16$ мм ($\xi = 0,2$) (рис.9.3); $m = K_{\Gamma} = 1$ — соответственно коэффициенты условия работы и безопасности по грунту.

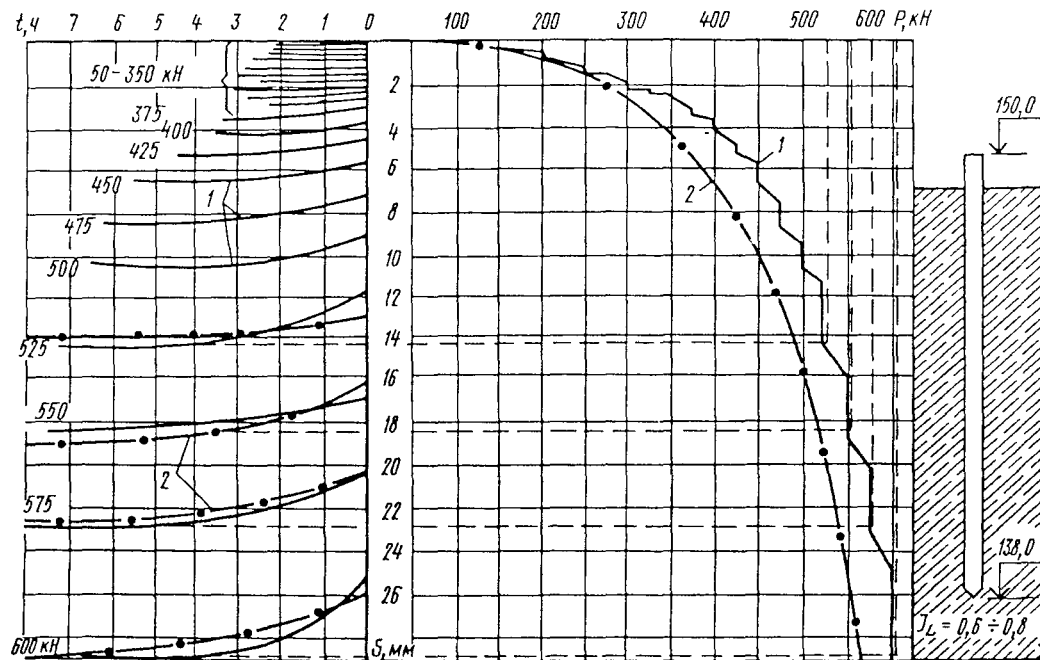


Рис. 9.3. Зависимости $S = f(P)$, $S = \varphi(t)$ по данным испытаний свай СНпр 12-30
1 — экспериментальные; 2 — расчетные

Для учета реологических процессов проведем по предложенной методике расчет осадок во времени свайного фундамента из четырех свай

$$S(t) = 0,016 \left\{ \operatorname{tg} [b \cdot 550]^{2,1} + \int_0^t \frac{A \exp [-\beta (t - \tau)]}{(t - \tau)^{1-\alpha}} \operatorname{tg} [b \cdot 550]^{2,1} d\tau \right\}.$$

где $S_0 = 1,6$ мм — перемещение при приложении нагрузки; $P = 550$ кН — нагрузка на ступени; A, α, β, b — реологические параметры;

$$b < \frac{\pi}{2P_{\text{пр}}} = \frac{3,14}{2 \cdot 750} = 0,02;$$

$P_{\text{пр}} = 750$ кН — предельная нагрузка на сваю, полученная по результатам испытания.

Расчет реологических параметров на ЭВМ по приведенной в гл.7 методике дает следующие результаты: $b = 0,004$ 1/кН; $\alpha = 0,5317$; $\beta = 0,0153$ 1/мин; $A = 0,0624$ 1/мин.

Решение интегрального уравнения для одиночной сваи с учетом известных реологических параметров при постоянной нагрузке $P = 550$ кН и $t = 8760$ ч дает значение осадки $S_{8760} = 19,76$ мм. Для перехода к осадке свайного фундамента определяется коэффициент взаимовлияния $k_0 = 1,75$ (при расстоянии между сваями $3d$). Тогда полная осадка фундамента из четырех свай СНпр 12-30 при нагрузке $4P = 2200$ кН на период времени $t = 8760$ ч составит

$$S_{\Phi} = (1 + k_0)S_{8760} = 2,75 \cdot 19,75 = 5434 \text{ мм.}$$

Сравнение S_{Φ} с предельно допустимой осадкой $S_{\text{пр.ср}} = 80$ мм показывает, что при $\xi = 0,2$ расчетная осадка фундамента из четырех свай СНпр 12-30 при нагрузке 2200 кН составляет 68% предельной величины.

Аналогично выполняется расчет при $\xi = 0,25$ или при $\Delta = 0,25S$, или при нагрузке $P = 600$ кН. Расчетная осадка S_{Φ} фундамента из четырех свай СНпр 12-30 при нагрузке 2400 кН составляет 87% от $S_{\text{пр.ср}}$.

Таким образом, предложенная методика дифференцированного выбора переходного коэффициента ξ позволяет обоснованно увеличить нагрузки на куст из четырех свай при шаге $3d$ на 10%, а при шаге — $4d$ на 15%.

9.3 РЕЗУЛЬТАТЫ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ОСАДКАМИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Разработанные методы расчета несущей способности и длительных осадок свайных фундаментов (кустов свай) были использованы при проектировании нулевых циклов ряда производственных объектов. Для контроля осадок на этих объектах были организованы высокоточные геодезические наблюдения и проведен сравнительный анализ расчетных и фактических результатов.

Промышленный корпус завода им. Октябрьской революции. Корпус 70 представляет собой одноэтажное производственное здание с размерами в плане 180x144 м и трехэтажные бытовые помещения серии ИИ-04. Шаг колонн в производственной части 12x24 м. Здание полносборное, во всех шести пролетах предусмотрено крановое оборудование грузоподъемностью до 30 т. Нагрузки на фундаменты от крайних колонн $N_1 = 2700$ кН; $M_1 = 200$ кН·м, от средних колонн $N_2 = 3560$ кН.

В геоморфологическом отношении площадка приурочена к IV левобережной надпойменной террасе р. Камы и представлена четвертичными аллювиальными отложениями древней террасы и верхнепермскими осадочными отложениями.

Напластование грунтов следующее:

- 1) почвенно-растительный слой 0,3—0,5 м и насыпной грунт (суглинок со щебнем, мощность 1,5—2,8 м);
- 2) суглинок коричневый тугопластичный и полутвердый до глубины 0,9—1,2 м, ниже суглинок мягкопластичный;
- 3) глина коричневая, преимущественно полутвердая и тугопластичная, мощность 4,0—6,5 м;
- 4) песок средней крупности, серый, водонасыщенный, средней плотности. Вскрытая мощность слоя от 3,3 до 6,2 м;
- 5) аргиллиты темнокоричневые выветренные с включениями гравия; вскрытая мощность коренных пород 0,5—1,2 м.

Площадка сложена следующими основными разновидностями грунтов: суглинками, глинами и песками. Физико-механические свойства грунтов приведены в табл. 9.2. Песчаные грунты представлены песком средней крупности и гравелистым.

На площадке строительства был проведен комплекс динамических и статических испытаний одиночных свай сечением 30x30 см, длиной 7, 8, 9 м, забитых на глубину 6,2—8,4 м. Забивка производилась трубчатым дизель-молотом с массой ударной части 1,25 т, средняя высота падения молота составила 175 см.

В проектном решении было предложено выполнить свайные фундаменты из 10—12 свай марки СН 10-30. Анализ инженерно-геологических условий и данных статических испы-

Т а б л и ц а 9.2. Физико-механические свойства грунтов площадки автосборочного цеха

Глубина отбора, м	Влажность, %			Число пластичности J_p , %	Показатель консолидации J_L	Плотность γ_w , т/м ³	Плотность твердых частиц γ_s , т/м ³	Степень влажности S_r	Пористость n , %	Коэффициент пористости e	Угол внутреннего трения φ , град	Удельное сцепление $c \cdot 10^{-3}$, Па	Коэффициент сжимаемости a
	естественная W	на пределе текучести W_T	на пределе раскатывания W_p										
$h_1 = 4$	21,04 33,74	27,59 41,29	16,74 24,31	13,04	0,6	1,83 2,06	2,70	0,84 0,97	37,03 49,25	0,57 0,97	14,0 23,0	0,16 0,40	0,006 0,066
$h_2 = 6$	21,01 33,68	27,62 41,38	16,58 24,43	12,97	0,6	1,85 2,09	2,70	0,83 0,95	37,12 49,36	0,58 0,96	15,0 21,0	0,15 0,35	0,005 0,070
$h_3 = 8$	23,07 35,37	40,73 50,82	21,22 30,41	21,97	0,01 0,3	1,92 1,98	2,70	0,98 1,00	42,36 42,03	0,75 0,89	17,0 22,0	0,32 0,55	0,002 0,080
$h_4 = 10$	22,83 36,21	41,82 49,76	21,41 31,25	19,59	0,1	1,93 2,01	2,70	0,98 0,99	41,83 46,12	0,74 0,87	18,0 23,0	0,34 0,57	0,002 0,080

таний, проведенных лабораторией свайных фундаментов Пермского политехнического института, позволил рекомендовать устройство фундаментов из шести-девяти свай марки СЦ 8-30 с расчетной несущей способностью одиночной сваи 560 кН.

Расчет переходного коэффициента по предложенной методике показал возможность выбора $\zeta = 0,25$. Величина расчетной осадки во времени на период 3 года составила 42 мм. Несущая способность одиночной сваи СЦ 8-30 по нашим исследованиям принята 560 кН, что на 10% превышает несущую способность сваи СН 10-30, рассчитанную по нормативным рекомендациям и принятую в проектном варианте.

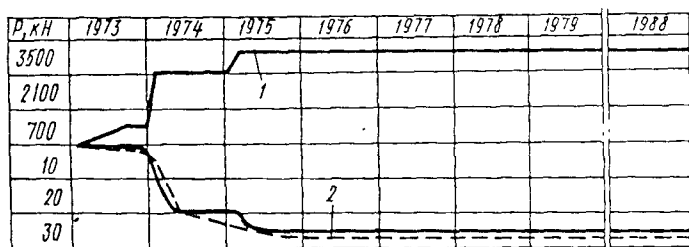
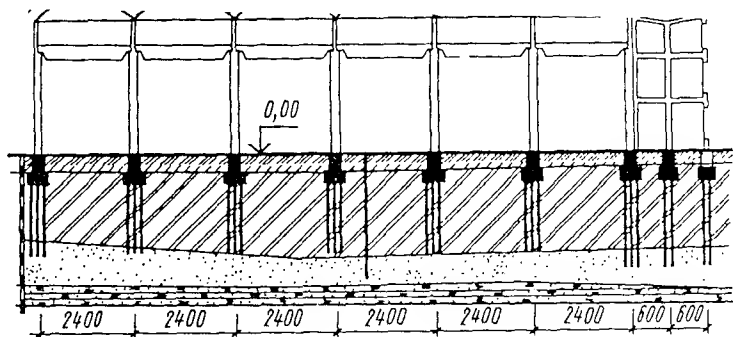
Для проверки расчетного метода прогноза осадок на корпусе 70 были организованы долговременные геодезические наблюдения за фактическими осадками свайных фундаментов. В результате наблюдений были получены величины абсолютных и относительных осадок большинства фундаментов промышленного корпуса за период 1974—1983 гг. За время строительства было проведено четыре цикла наблюдений, в дальнейшем наблюдения проводились 2 раза в год. Средняя осадка за период строительства и монтажа оборудования составила 18 мм, а максимальная за весь период наблюдения — 31 мм. Расчетная осадка промышленного корпуса на период три года для фундаментов оси Э₁ составила 42 мм. Максимальная фактическая разность осадок на конец строительства составила 17 мм, а относительный прогиб — 0,000094. Максимальная разность на конец наблюдений 20 мм, а относительный прогиб — 0,0001 (рис.9.4).

Цех пластмасс представляет собой каркасное 4-этажное промышленное здание с производственной частью и бытовками. В геоморфологическом отношении площадка строительства расположена на четвертой надпойменной террасе р.Камы. Рельеф участка ровный. Отметки изменяются от 152,3 до 153,4 м в системы высот г.Перми. В геологическом строении принимают участие аллювиальные суглинки с линзами песка, с глубины 13,5—14,5 м — суглинки гравелистые, глины щебенистые.

Напластование грунтов следующее:

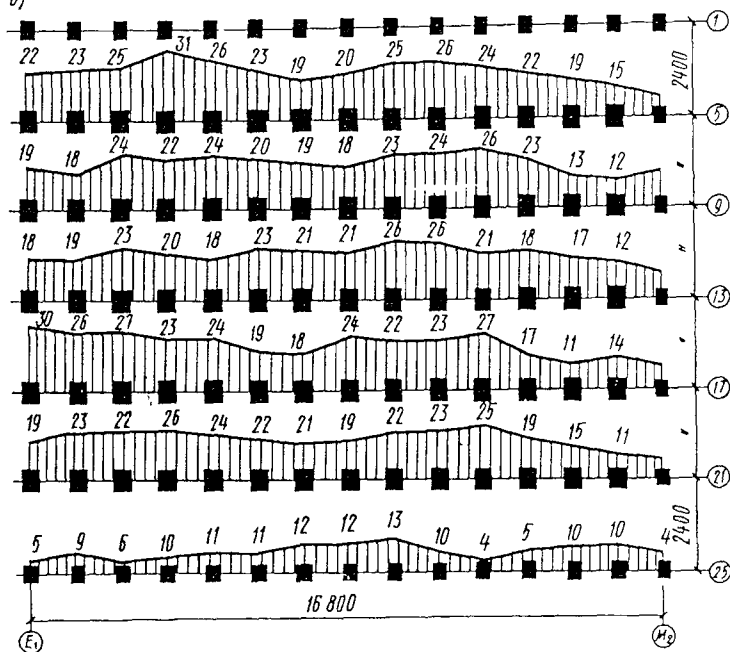
- 1) насыпной грунт, мощность 0,3—1,5 м;
- 2) суглинок коричневый, бурый мягкопластичной консистенции, реже тугопластичный и текучий с линзами песка мелкого, водонасыщенного и прослоями серого иловатого суглинка, мощностью 10,9—14,1 м;
- 3) гравийный грунт, заполнитель — мелкий песок желтовато-коричневый, водонасыщенный, мощность 0,6—1,5 м;
- 4) суглинок коричневый, полутвердый, гравелистый, вскрытая мощность 1,0 м.

Лабораторными исследованиями установлены следующие физико-механические свойства мягкопластичного суглинка:



S, MM

8)



естественная влажность $W = 18-32\%$; влажность на границе текучести $W_T = 23-36\%$; влажность на границе раскатывания $W_P = 15-21\%$; число пластичности $I_P = 0,09-0,16$; показатель консистенции $I_L = 0,5-0,75$; объемная масса грунта $\rho = 1,89-2,0 \text{ т/м}^3$; плотность твердых частиц $\rho_s = 2,69-2,71 \text{ т/м}^3$; пористость $n = 41,33-45,76\%$; коэффициент пористости $e = 0,704-0,844$; степень влажности $S_r = 0,867-1,0$; модуль деформации ($h = 6 \text{ м}$) $E_0 = 8,0 \text{ МПа}$; угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$; удельное сцепление $c = 7 \text{ кПа}$.

На площадке строительства были выполнены комплексные статические и динамические испытания свай СНпр 12-30 и СЦ 9-30. Забивка свай производилась молотом С-996 с массой ударной части 1,8 т. Статические испытания проводились через 40 сут после забивки свай. Это было необходимо для завершения тиксотропно-релаксационных процессов, вызванных погружением свай в мелкопластичный суглинок. Статические испытания четырех 12-метровых и четырех 9-метровых свай, выполненные по методике ГОСТ 5686-78, позволили применить разработанный инженерный метод для расчета осадок во времени одиночных свай за пределами длительности испытаний. Данные испытаний приведены на рис.9.2. Переходный коэффициент ξ , по данным испытаний свай СЦ 9-30, колеблется от 0,22 до 0,30.

В проектном решении для производственной части корпуса предлагалось выполнить свайные фундаменты из 16—20 свай СНпр 12-30 с расчетной несущей способностью 450 кН. Анализ результатов статических испытаний, выполненных лабораторией свайных фундаментов Пермского политехнического института, показал возможность применения на площадке строительства фундаментов из свай СЦ 9-30 с несущей способностью 470 кН. Такая несущая способность соответствует нагрузке при осадке $\Delta = 2 \text{ см}$ и переходном коэффициенте $\xi = 0,25$ для этого класса сооружений.

В результате расчета осадок свайных фундаментов из свай СЦ 9-30 разработанным инженерным методом полная стабилизированная осадка на период 44 мес составляет 61,7 мм, что меньше соответствующих предельных величин.

Рациональное проектирование свайных фундаментов на площадке строительства цеха пластмасс позволило при полной гарантии безопасности за 38 сут сократить сроки возведения нулевого цикла и получить значительный экономический эффект. До начала монтажных работ по периметру сооружения было заложено 12 осадочных марок и организованы

Рис. 9.4. Результаты исследования осадок промышленного корпуса автосборочного цеха № 70 завода им. Октябрьской революции (а) и план фундаментов и эпюры осадок за 1975—1988 гг. (б)
1 и 2 — экспериментальные и расчетные данные

высокоточные геодезические наблюдения за развитием фактических осадков. Схема сооружения и некоторые результаты наблюдений приведены на рис. 9.5. Анализ данных наблюдений показал, что осадка фундаментов бытовой части быстро стабилизировалась и ее абсолютное значение не превышает 18 мм. Это объясняется тем, что под фундаменты бытовой части забиты сваи СНпр 12-30, заглубленные на 0,5—0,8 м в полутвердый гравелистый суглинок. Большой интерес представляют осадки фундаментов производственной части, которые состоят из висячих свай СЦ 9-30. Расчет осадок этих фундаментов выполнен с учетом скорости нагружения при монтаже. На рис. 9.5 приведены фактические и расчетные осадки. Надо отметить, что фактические нагрузки на сваи, зафиксированные силовыми кольцами, меньше расчетных на 10—15%.

Промышленный цех базы "Росхозторг" представляет собой одноэтажное каркасное производственное здание с шагом колонн 9х6 и 12х6 м. Нагрузка на фундаменты от средних колонн $N = 580$ кН.

По данным контрольного бурения и лабораторных исследований было установлено следующее геологическое строение участка:

- 1) почвенно-растительный слой, мощность 0,3—0,5 м;
- 2) суглинок коричневый полутвердой консистенции, мощность 1,5—2,0 м;
- 3) суглинок светло-коричневый мягкопластичный, на глубине 4—5 м переходящий в текучее состояние, мощность слоя 3—5 м; суглинок коричневый с включением гальки, тугопластичный, мощностью 5—8 м.

Грунты на площадке залегают горизонтальными пластами. С поверхности до глубины 5,5—7,5 м идут аллювиально-делювиальные суглинки от красно-коричневого до желто-коричневого цвета твердой и мягкопластичной консистенции. Ниже уровня верховодки суглинки переходят в текучепластичное состояние.

Лабораторными исследованиями установлены следующие физико-механические свойства мягкопластичного суглинка: естественная влажность $W = 22—27\%$; влажность на границе текучести $W_T = 29—36\%$; влажность на границе раскатывания $W_p = 19—23\%$; показатель консистенции $I_L = 0,55—0,75$; объемная масса грунта $\rho = 1,82—2,0$ т/м³; плотность твердых частиц $\rho_s = 2,65—2,75$ т/м³; пористость $n = 42—46\%$; коэффициент пористости $e = 0,68—0,85$; угол внутреннего трения $\varphi = 16—18^\circ$; удельное сцепление $c = 2,6—3,0$ кПа; модуль деформации ($h = 4$ м) $E_0 = 6,7$ МПа.

Под внутренние колонны было предложено выполнить фундамент в виде кустов из трех свай сечением 25х25 см, длиной 6 м, шаг 3d. Расчетная несущая способность одной сваи принята 200 кН. Для наблюдения за осадками цеха бы-

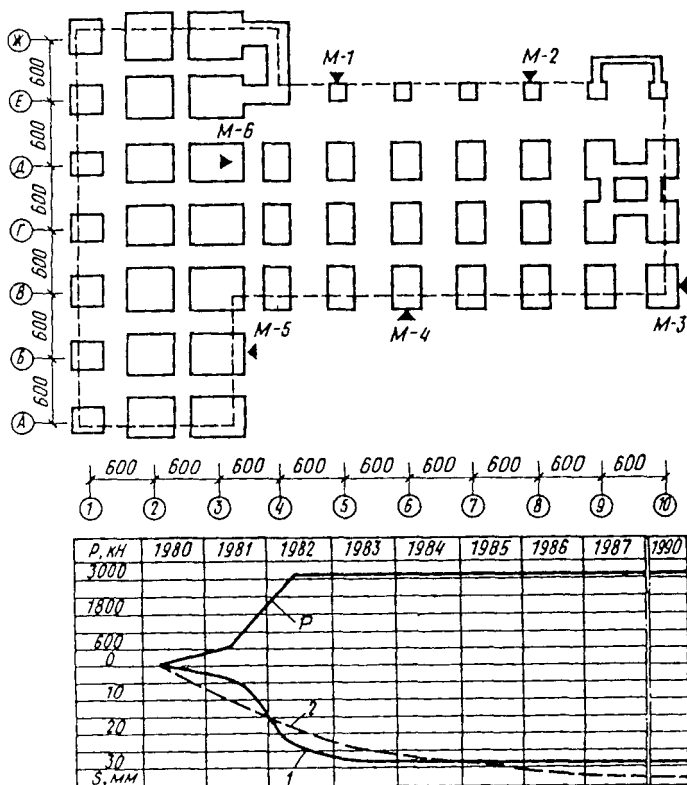


Рис. 9.5. План фундаментов цеха пластмасс и результаты наблюдений за осадками фундамента В-6
1 и 2 — экспериментальные и расчетные данные

ла заложена 51 настенная марка (29 марок по периметру здания и 22 по внутренним колоннам). По данным статических испытаний одиночных свай были рассчитаны параметры деформирования грунтов основания и построены графики зависимости $S - \varphi(t)$ для всего цикла наблюдения. Кривые фактических осадок свайных фундаментов и расчетная кривая по предлагаемому методу приведены на рис.9.6.

По данным стандартных статических испытаний можно рассчитать осадку во времени и для ленточных свайных фундаментов, для этого в формулу (7.56) надо ввести коэффициент взаимовлияния свай по осадке K_o .

Проектирование свайных фундаментов по предельным состояниям позволило значительно снизить стоимость работ нулевого цикла и сократить сроки строительства при высокой гарантии надежности расчетного метода.

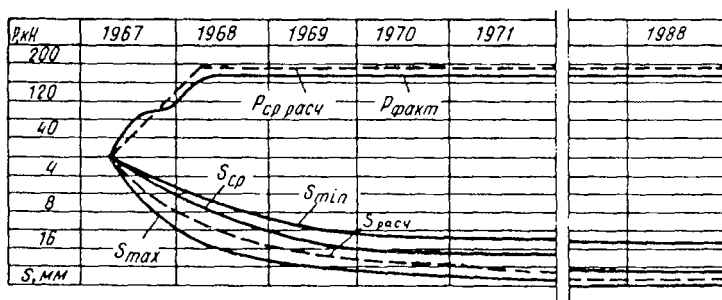
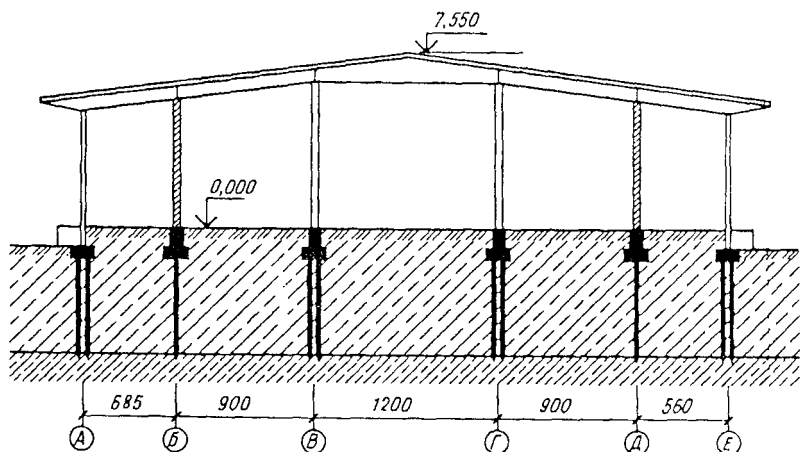
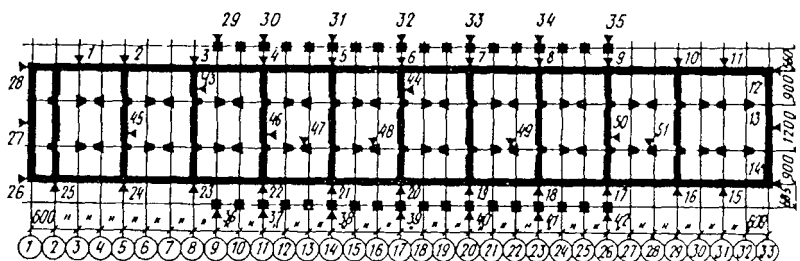


Рис. 9.6. Зависимости $P(t)$ и $S(t)$ по данным наблюдений за осадками блока складов

9.4. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ НАБЛЮДЕНИЙ И СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ И ДЕЙСТВИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Проведенные точные геодезические наблюдения позволили получить фактические осадки свайных фундаментов ряда жилых зданий и промышленных сооружений и сравнить полученные результаты с расчетными значениями.

Для примера рассмотрим осадки 9-этажных кирпичных домов серии 1-Р-447с-26/65.

Уже было отмечено, что для строительства 9-этажных домов № 79, 81, 83 по ул.Крупской проектами предусматривалось применение двухрядных свайных фундаментов (сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м). Расчетная нагрузка на сваю 400 кН. Исследования несущей способности свай при осадках, равных предельно допустимым для зданий, показали, что на сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м при контакте ростверка с грунтом можно допустить нагрузку 800 кН.

Проект свайного фундамента дома № 79 был переработан и вместо двухрядного был принят однорядный свайный фундамент. Средняя осадка за период строительства составила 42 мм, а за весь период наблюдений — 61 мм. Максимальная разность осадок за время наблюдений составляла 18 мм; относительный прогиб 0,00025; перегиб — 0,0008; средняя расчетная осадка дома от фактической нагрузки с учетом взаимовлияния рядов свай равнялась 80,3 мм. Расчетная осадка во времени определена через 1 и 6 мес и через 2 и 4 года после окончания строительства.

На площадке строительства дома № 81 забивка свай была уже начата, поэтому было оставлено первоначальное проектное решение — двухрядный свайный фундамент (сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м). Средняя осадка дома № 81 за период строительства составила 4 мм, а за весь период наблюдений — 10 мм.

Для дома № 83 также не представлялось возможным переработать проект, поэтому по результатам испытаний было принято решение сократить длину свай с 11 до 9 м. Строительство дома № 83 начато в июне 1967 г. В эксплуатацию дом сдан в ноябре 1968 г. Наблюдения за домом были начаты в тот период, когда велась кладка стен первого этажа. Для наблюдений заложено 12 настенных марок. За время строительства проведено четыре цикла наблюдений, в дальнейшем наблюдения проводились 2 раза в год. Следует отметить, что после окончания строительства часть марок была уничтожена, что затруднило анализ разности осадок. Средняя осадка за период строительства составила 28 мм, за период наблюдений — 42 мм, максимальная разность осадок за период строительства — 10 мм, относительный прогиб за время наблюдений — 0,0003.

Таким образом, на одной площадке возведены три одинаковых здания с различными фундаментами и нагрузками на сваи: дом № 79 на свайном фундаменте с однорядным расположением свай (сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м, расчетная нагрузка на сваю 800 кН); дом № 81 на свайном фундаменте с двухрядным расположением свай (сваи сечением 30х30 см, длиной 11 м, расчетная нагрузка на сваю 400 кН); дом № 83 на свайном фундаменте с двухрядным расположением свай (сваи длиной 9 м, расчетная нагрузка на сваю 400 кН).

Как уже отмечалось, при строительстве дома № 83 были замерены фактические нагрузки на сваи при их работе в составе фундаментов, которые оказались значительно меньше расчетных. При расчетных нагрузках на сваи 400 кН фактические усилия составляли 272—320 кН. Для расчета осадок и их сопоставления с действительными осадками приняты фактические нагрузки на сваю 320 кН для домов № 81 и 83 и 640 кН — для дома № 79.

Расчетная осадка двухрядных свайных фундаментов от фактической нагрузки на сваю 320 кН и шаге свай 60—94 см равнялась:

для фундаментов по осям 1—1 и 6—6

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{4750 \cdot 2,62}{3,14 \cdot 9,1 \cdot 10^2} = 4,35 \text{ см};$$

для фундаментов по осям 2—2 и 5—5

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{6800}{3,14 \cdot 9,1 \cdot 10^2} \cdot 2,46 = 5,85 \text{ см};$$

для фундаментов по осям 3—3 и 4—4

$$S = \frac{P}{\pi E_1} \delta_0 = \frac{5330}{3,14 \cdot 9,1 \cdot 10^2} \cdot 2,62 = 4,88 \text{ см}.$$

Дополнительная осадка от взаимовлияния рядов свай по осям 3—3 и 4—4 была равна

$$S_{\text{доп}} = \frac{\sum P_i h_i B}{E_{\text{ср}}} = \frac{24,6 \cdot 90 \cdot 0,8}{9,16 \cdot 10^2} = 1,95 \text{ см}.$$

Полная расчетная осадка фундаментов по осям 3—3 и 4—4 равна 6,83 см; средняя расчетная осадка здания — 5,67 см.

Расчетные осадки свайных фундаментов на период до 12 лет были получены по методике, разработанной в гл.7.

Результаты исследования фактических осадок дома № 83 по ул.Крупской и их сравнение с расчетными осадками даны на рис. 9.7. Проектирование домов № 79 и 83 серии 1-Р-447с-26/65 по ул.Крупской исходя из предельно допустимых осадок позволило сократить расход железобетонных свай на 20—50%.

Микрорайон VI по ул.Центральной. В данном районе наблюдения проводились за пятью крупнопанельными 119-квартирными домами серии 1-464А (№ 17, 29, 30, 32, 34). Для строительства указанных домов было рекомендовано применить сваи сечением 30х30 см, длиной 7—8 с передачей части нагрузки через ростверк. Несущая способность одиночных свай составила 160—300 кН. Нормативное предельное сопротивление однорядного свайного фундамента (в пересчете на одну сваю) при контакте ростверка с грунтом и осадке, равной предельно допустимой, составило 500 кН, расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, равнялась 400 кН. Основные сочетания расчетных нагрузок на сваю равны 300 кН.

Для наблюдения за осадками зданий в микрорайоне были заложены шесть грунтовых реперов и один глубинный, привязанные к Государственной геодезической сети, а на каждом здании — 10—14 настенных марок. Средняя осадка за период строительства составила 25 мм, а за весь период наблюдений 40 мм, максимальная разность осадок 10 мм. Сравнение результатов расчетов и экспериментальных данных показало совпадение в пределах, достаточных для инженерных задач механики грунтов.

Результаты наблюдений за осадками дома № 29 приведены на рис.9.8. Средняя осадка за период строительства составила 18 мм, а за весь период наблюдений 68 мм; максимальная разность осадок 18 мм; относительный прогиб равен 0,00033. Результаты наблюдений за осадками других зданий в этом микрорайоне приведены в табл.9.2.

Для сравнения фактических и расчетных осадок определим стабилизированную осадку дома № 29 по формуле (3.22) и осадку во времени по формуле (7.56).

1. Определение полной стабилизированной осадки

1. Находим приведенную ширину свайного фундамента

$$\beta = d_0/l = 0,3/8 = 0,037.$$

2. Вычислим приведенную глубину активной зоны. При $\beta = 0,037$; $\nu = 0,35$; по таблице [5] устанавливаем, что $\delta_2 = \epsilon_1$ при $z_0/l = 2,25$.

3. Определим компоненту перемещения δ_0 . При $z_0/l = 2,25$; $\beta = 0,05$ и $\nu = 0,35$ $\delta_0 = 2,87$.

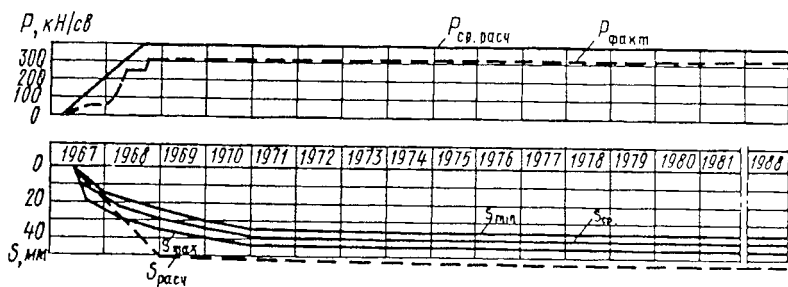
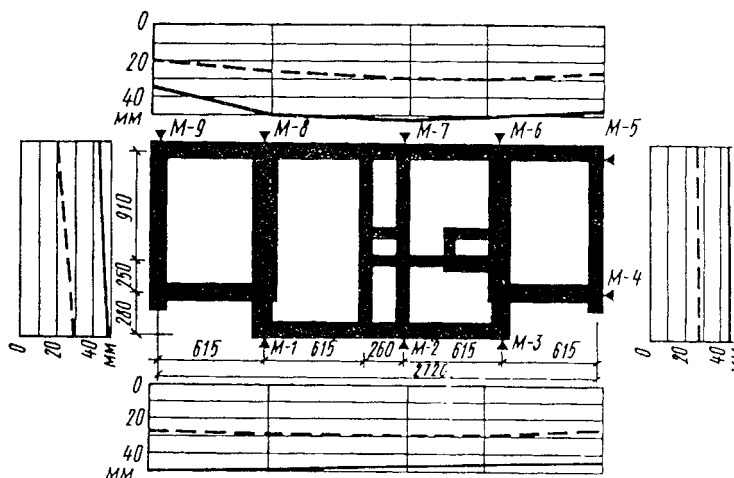
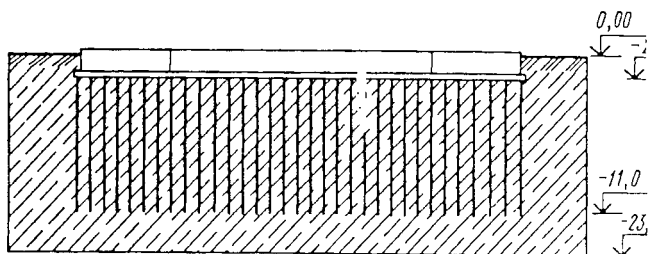


Рис. 9.7. Результаты наблюдения за осадками 9-этажного дома по ул.Крупской

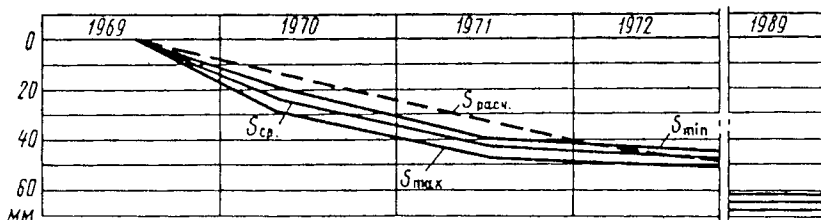
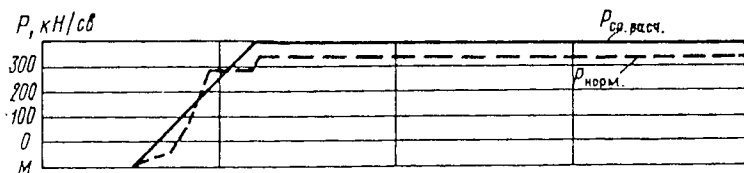
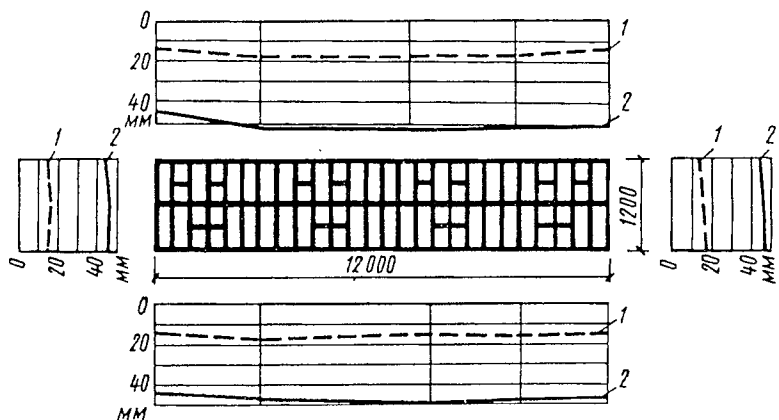
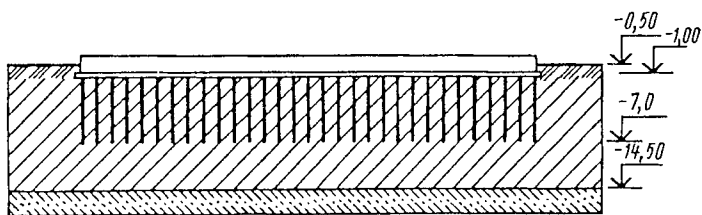


Рис. 9.8. Результаты исследования осадок дома № 29 по ул.Центральной (свайный фундамент запроектирован по предельно допустимым осадкам)
1 и 2 — осадки за период строительства и период наблюдений

4. Рассчитываем модуль деформации в активной зоне ленточного свайного фундамента

$$E_1 = \frac{E_{\text{ср}}}{1 - \nu^2} = \frac{6,1}{1 - 0,35^2} = 7 \text{ МПа.}$$

5. Вычислим осадку однорядного свайного фундамента

$$S = \frac{P \delta_0}{\pi E_1} = \frac{3780}{3,14 \cdot 7 \cdot 10^2} 2,87 = 4,94 \text{ см}$$

6. Определим полную осадку свайного фундамента с учетом взаимного влияния поперечных рядов свай

$$S_{\Pi} = (1 + k_0) \frac{P \delta_0}{\pi E_1} = (1 + 0,8) \frac{3780}{3,14 \cdot 7 \cdot 10^2} 2,87 = 7,9 \text{ см.}$$

II. Определение осадки во времени

1. Рассчитаем напряжения в плоскости острия свай

$$\sigma = \frac{P}{\pi l} \alpha_n = \frac{378}{3,14 \cdot 600} 13,78 = 277 \text{ кПа}$$

2. Вычислим коэффициент начального порового давления

$$\sigma'_{\text{оп}} = \frac{\sigma - \sigma_{\text{с-тр}}}{\sigma} = \frac{277 - 12}{277} = 0,96.$$

3. Определим модуль объемного сжатия газосодержащей жидкости

$$E_w = \frac{P_a}{1 - J_b} = \frac{1}{1 - 0,96} = 2,5 \text{ МПа.}$$

4. Определим коэффициент консолидации

$$C_v' = \frac{k_{\Phi} E \delta'_{\text{оп}} (1 + \xi_0)}{2\gamma_B (\beta + \frac{E_n}{E_w})} =$$

$$= \frac{4,8 \cdot 10^{-8} (60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 30) 7 \cdot 0,96 (1 + 0,54)}{2 \cdot 0,001 (0,63 + \frac{1 \cdot 0,45}{2,5})} = 3390 \text{ см}^2/\text{мес.}$$

5. Рассчитаем время, необходимое для достижения 0,2; 0,4; 0,8; 0,95 полной осадки при отжатии воды к нижней границе активной зоны. Для указанных степеней консолидации осадки во времени

$$S_t = S_n U; S_t = 7,8 \cdot 0,2 = 1,58 \text{ см}; S_t = 7,8 \cdot 0,4 = 3,16 \text{ см}; S_t = 7,9 \cdot 0,6 = 4,74 \text{ см}; S_t = 7,9 \cdot 0,8 = 6,32 \text{ см}; S_t = 7,9 \cdot 0,95 = 7,50 \text{ см}.$$

Для принятых степеней консолидации U_i определяются величины N_i , а по ним — время t , необходимое для достижения данной степени консолидации:

$$t = \frac{4 N_i (z_0 - l)}{\pi^2 c_v'} ;$$

$$t_1 = \frac{4 \cdot 0,117 \cdot 600^2}{3,14^2 \cdot 3390} = 4,5 \text{ мес};$$

$$t_2 = \frac{4 \cdot 0,391 \cdot 600^2}{3,14 \cdot 3390} = 16,8 \text{ мес};$$

$$t_3 = \frac{4 \cdot 0,792 \cdot 600^2}{3,14^2 \cdot 3390} = 33 \text{ мес};$$

$$t_4 = \frac{4 \cdot 1,485 \cdot 600^2}{3,14^2 \cdot 3390} = 64 \text{ мес};$$

$$t_5 = \frac{4 \cdot 2,872 \cdot 600^2}{3,14^2 \cdot 3390} = 124 \text{ мес}.$$

На рис. 9.7 дано сравнение расчетных осадок во времени с результатами наблюдений за осадками в течение 12 лет. Из расчетов и графиков осадок во времени видно, что осадки стабилизировались.

140-квартирные кирпичные дома серии 1-447 по ул.Фонтанной. В микрорайоне Островского наблюдения за осадками велись за двумя 140-квартирными кирпичными домами серии 1-447 по ул.Фонтанной, 2 и 4.

На площадках строительства были испытаны одиночные сваи сечением 30x30 см, длиной 8 м и однорядный свайный фундамент с шагом свай 3d и шириной ростверка 50 см. Нор-

Т а б л и ц а 9.3. Сравнение расчетных осадок свайных фундаментов с фактическими осадками зданий

Наименование зданий, их местонахождение, тип фундаментов	Сечение свай, см	Длина свай, м	Минимальное расстояние между сваями, см	Нормативная нагрузка на сваю, кН	Осадка свайных фундамен- тов, мм	
					расчетная	фактическая (средняя) за период наб- людений
5-этажное кирпичное здание по ул. Комму- нистической, 37. Свайный фундамент с двухрядным расположением свай под наруж- ными стенами и трехрядным — под внут- ренней стеной	30x30	7	90	183	66,5	54
119-квартирный крупнопанельный дом серии 1-164А по ул. Пушкарской, 83. Свайный фундамент с однорядным рас- положением свай	30x30	6	90	210	41	47
9-этажный кирпичный дом серии 1-Р-447С- 26/65 по ул. Крупской, 79. Свайный фунда- мент с однорядным расположением свай	30x30	11	94	640	80,3	61
9-этажный кирпичный дом серии 1-Р-447С- 26/65 по ул. Крупской, 83. Свайный фунда- мент с двухрядным расположением свай	30x30	9	90	320	41,4	47
119-квартирный крупнопанельный дом серии 1-464А по ул. Центральной, 29. Свайный фундамент с однорядным располо- жением свай	30x30	8	90	340	79	68
140-квартирный кирпичный дом серии 1-447С по ул. Фонтанной, 4. Свайный фундамент с однорядным расположением свай	30x30	8	90	376	63,5	66
Промкорпус завода им. Октябрьской рево- люции. Свайные фундаменты из 10—12 свай	30x30	10—12	90	520	42	33
4-этажный промкорпус цеха пластмасс. Свайные фундаменты из 16—20 свай	30x30	9—12	90	420	62	43
Промшех базы "Росхозторг". Свайные фун- даменты из трех свай	25x25	6	75	200	—	(не стаб.) —

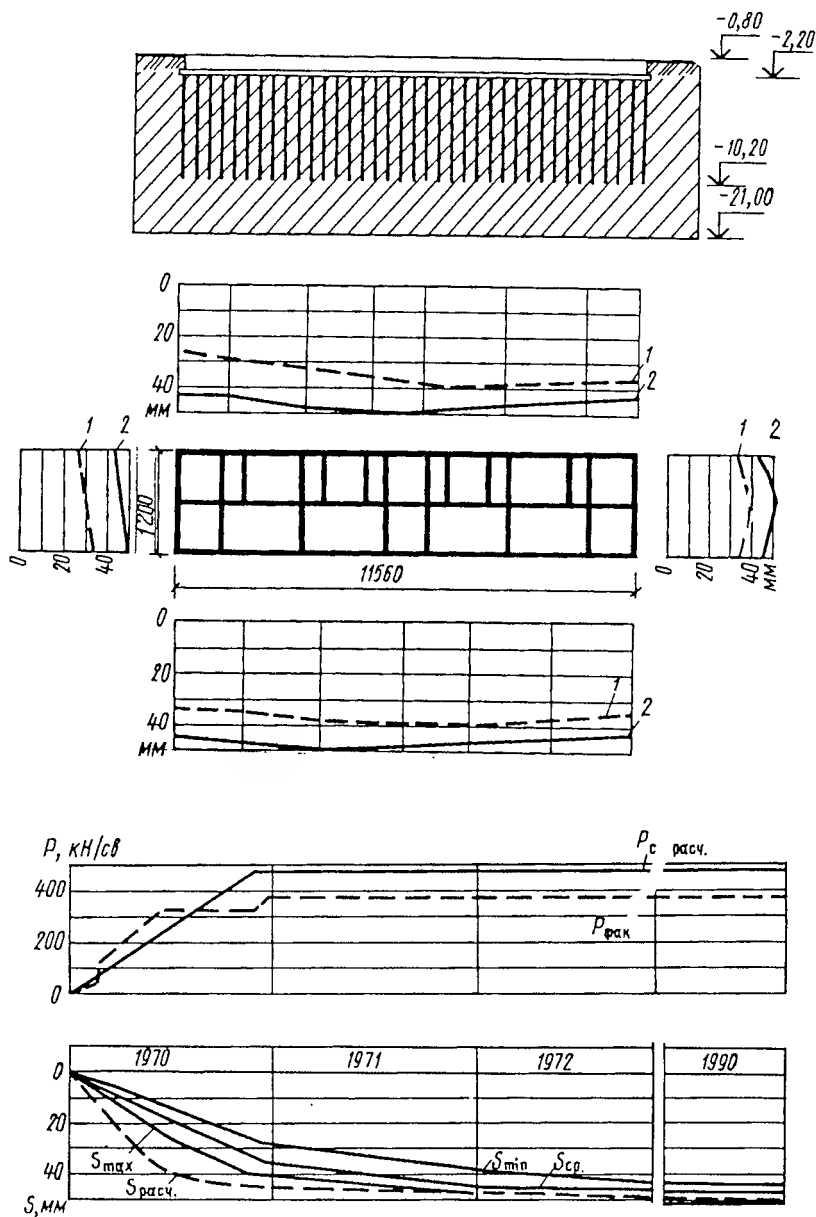


Рис. 9.9. Результаты исследования осадок дома серии 1-447 по ул. Фонтанной, 2

1 и 2 — осадки за период строительства и период наблюдения

мативное предельное сопротивление одиночных свай составило 340—360 кН, а элемента однорядного свайного фундамента при контакте ростверка с грунтом — 600 кН. Нормативное предельное сопротивление однорядного свайного фундамента (в пересчете на одну сваю) при стабилизированной осадке, близкой к предельно допустимой, равнялось 550 кН. Для строительства домов было рекомендовано применить сваи длиной 8 м с учетом работы ростверка. Расчетная нагрузка, допустимая на сваю, при оценке несущей способности исходя из предельно допустимых осадок равнялась 440 кН. Нагрузка на сваю от основного сочетания нагрузок была равна 376 кН.

Для наблюдения за осадками на уровне цоколя каждого здания было заложено по 20 марок, из них 16 — по периметру здания и по 4 — на внутренних стенах в подъездах. Средняя осадка за период строительства составила: для дома № 2 — 35 мм, а для дома № 4 — 41 мм; за весь период наблюдений средняя осадка дома № 2 — 50 мм, дома № 4 — 56 мм. Максимальная разность осадок равнялась 13—15 мм, относительные прогибы — 0,0002—0,00038. Расчетная осадка от нормативной нагрузки составила 63,5 мм.

Геодезические наблюдения за осадками проводились в период с 1970 по 1980 гг.

Длительные осадки свайных фундаментов были рассчитаны с учетом реологических параметров по инженерному методу, приведенному в гл. 7.

Результаты наблюдений за домом № 2 и сравнение фактических и расчетных осадок приведены на рис. 9.9.

Анализ результатов наблюдений за осадками зданий, возведенных на различных ленточных свайных фундаментах, приведен в табл. 9.1. В табл. 9.3 дано сравнение расчетных осадок ленточных свайных фундаментов с фактическими осадками зданий. Фактические осадки ленточных свайных фундаментов, несущая способность которых была определена исходя из предельно допустимых осадок, в среднем составляли 45—65 мм, максимальные относительные прогибы (перегибы) — 0,0003—0,0005. Как видим, абсолютные осадки и разность осадок зданий меньше предельно допустимых. Это объясняется тем, что, определив нормативное предельное сопротивление свай при осадках, равных предельно допустимым, расчетную нагрузку, допускаемую на сваю, определяют путем умножения на коэффициент условий работы и деления на коэффициент безопасности по грунту и коэффициент надежности. Кроме того, фактические нагрузки значительно меньше расчетных. Результаты наблюдений за осадками зданий в кварталах 45, 1905, микрорайонах VI и Островского и в других районах г.Перми подтвердили правомерность определения несущей способности свай и свайных фундаментов исходя из предельно допустимых осадок.

Опыт проектирования свайных фундаментов по предельно допустимым деформациям показал, что свайные фундаменты можно проектировать значительно экономичнее за счет увеличения нагрузки или сокращения числа свай на 20—30%. Сравнение фактических и расчетных осадок показывает, что разработанные методы позволяют с достаточной для практики точностью рассчитывать осадки свайных фундаментов.

Проведенные расчеты показали, что фактические нагрузки меньше расчетных. Это еще раз подтверждает сделанный вывод о возможности определения числа висячих свай свайных фундаментов зданий и сооружений исходя из основного сочетания нагрузок при коэффициенте перегрузки, равном 1, что позволит дополнительно на 15—20% сократить число свай.

Сравнительный анализ расчетных данных и результатов геодезических наблюдений, проведенных на ряде строительных объектов, показывает совпадение, достаточное для инженерных задач механики грунтов.

С п и с о к л и т е р а т у р ы

1. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. — М.: Стройиздат, 1983.
2. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. — М.: Стройиздат, 1982.
3. Бартоломей А.А., Омельчак И.М. Расчет осадок свайных фундаментов с учетом ползучести грунтов //Тезисы докладов IV Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. — Самарканд, 1982.
4. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам в сложных инженерно-геологических условиях //Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. Т.2. — М.: Стройиздат, 1987.
5. Бартоломей А.А. Расчет осадок однорядных и многорядных свайных фундаментов. — Пермь, ППИ, 1970.
6. Бартоломей А.А. и др. Прогноз несущей способности и устойчивости свай и свайных фундаментов с учетом деформативных свойств грунтов //Материалы Всесоюзного совещания-семинара "Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР". — Пермь, 1988.
7. Бартоломей А.А., Омельчак И.М. Прогнозирование осадок свайных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях //Тр. II Балтийской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Т.2. — Таллинн, 1988.
8. Бартоломей А.А., Пилягин А.В. Напряженно-деформируемое состояние оснований фундаментов из пирамидальных свай// Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1988. — № 3.
9. Зарецкий Ю.К. Вязко-пластичность грунтов и расчеты сооружений. — М.: Стройиздат, 1988.
10. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. — М.: Стройиздат, 1980.
11. Омельчак И.М., Адамов А.А., Кожевникова Л.Л. Методика определения параметров деформирования по данным статических испытаний свай в глинистых грунтах //Основания и фундаменты. — Пермь: ППИ, 1982.
12. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. — М.: Высшая школа, 1981.
13. Юшков Б.С., Дуракова Л.В., Ширинкин И.В. Определение несущей способности свай во времени //Материалы Всесоюзного совещания-семинара "Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР". — Пермь, 1988.

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие.....	3
Глава 1. Комплексные экспериментальные исследования взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом	10
1.1. Задачи экспериментов. Опытные площадки.....	10
1.2. Изменение порового давления и тиксотропного упрочнения в грунтах вокруг свай	16
1.3. Увеличение несущей способности свай и свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах	22
1.4. Изменение модуля деформации, объемной массы и сцепления грунта в уплотненной зоне свайных фундаментов.....	27
1.5. Распределение сил трения по боковой поверхности свай при их работе в составе различных свайных фундаментов.....	30
1.6. Распределение нагрузки между сваями фундаментов.....	39
1.7. Распределение нагрузки между острием и боковой поверхностью свай.....	46
1.8. Осадки и несущая способность центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов.....	50
1.9. Распределение напряжений и деформаций грунта в активной зоне центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов	61
Глава 2. Расчет осадок кустов свай.....	73
2.1. Исходные данные при решении задачи.....	73
2.2. Алгоритм определения осадок кустов свай.....	73
2.3. Порядок определения осадок кустов свай	84
2.4. Расчет осадок и крена внецентренно нагруженных свайных фундаментов.....	89
Глава 3. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов.....	92
3.1. Исходные данные при решении задачи.....	92
3.2. Алгоритм для определения осадок ленточных свайных фундаментов	96
3.3. Определение коэффициентов a_n и b_n , зависящих от вида эпюр передачи нагрузки по боковой поверхности свайного фундамента и в плоскости острия свай	98
3.4. Расчет осадок фундаментов.....	104
3.5. Определение осадок ленточных свайных фундаментов из пирамидальных свай	111
3.6. Примеры расчета осадок свайных фундаментов.....	113
Глава 4. Определение напряженного состояния активной зоны центрально и внецентренно нагруженных свайных фундаментов	118
4.1. Общие положения	118
4.2. Решение пространственной задачи для определения напряжений в активной зоне кустов свай.....	119
4.3. Определение напряжений в активной зоне внецентренно нагруженных свайных фундаментов.....	126
4.4. Решение плоской задачи для определения напряжений по оси свайных фундаментов	141

4.5. Результаты определения напряжений по оси ленточных свайных фундаментов и их анализ	143
4.6. Решение краевой задачи для определения напряжений во всей активной зоне свайных фундаментов	148
4.7. Сравнение экспериментальных и теоретических значений напряжений в активной зоне свайных фундаментов	160
Глава 5. Метод определения изменения несущей способности свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных глинистых грунтах	168
5.1. Решение осесимметричной задачи фильтрационной консолидации	168
5.2. Аналитический метод расчета зоны уплотнения грунтов вокруг свайных кустов	177
5.3. Расчет несущей способности свайных фундаментов во времени	180
5.4. Примеры расчета изменения несущей способности свайных фундаментов во времени	183
5.5. Сравнение экспериментальных и расчетных значений увеличения несущей способности свайных фундаментов во времени	185
Глава 6. Расчет осадок свай и свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных грунтах	193
6.1. Общие положения	193
6.2. решение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации для определения осадок кустов свай и свайных полей	194
6.3. Решение пространственной задачи теории фильтрационной консолидации для определения осадки кустов свай во времени	203
6.4. Решение плоской задачи теории фильтрационной консолидации грунтов для определения осадок ленточных свайных фундаментов во времени	227
Глава 7. Прогноз осадок свай и свайных фундаментов с учетом реологических параметров основания	255
7.1. Математическая модель длительного взаимодействия системы "сооружение — свайный фундамент — основание"	255
7.2. Экспериментальные исследования длительных осадок свай и свайных фундаментов при испытаниях статическими нагрузками	269
7.3. Учет влияния скорости приложения нагрузки на развитие длительных осадок свайных фундаментов	281
7.4. Учет влияния кратковременных технологических нагрузок на осадки свайных фундаментов	291
7.5. Практический метод расчета длительных осадок свай и свайных фундаментов	294
Глава 8. Проектирование свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам зданий и сооружений	305
8.1. Общие положения и состояние вопроса	305
8.2. Методика проектирования свайных фундаментов по предельным деформациям	309
8.3. Исследование несущей способности свай и свайных фундаментов при осадках, равных предельным значениям совмест-	

ной деформации основания и сооружения	320
8.4. Расчет несущей способности свайных фундаментов	326
8.5. Примеры использования результатов исследования несущей способности свай и свайных фундаментов при осадках, равных предельным значениям средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения	334
Глава 9. Результаты наблюдений за осадками зданий и сравнения расчетных и фактических осадок свайных фундаментов	342
9.1. Общие положения	342
9.2. Результаты многолетних наблюдений за осадками жилых зданий	345
9.3. Результаты наблюдений за осадками промышленных зданий и сооружений	355
9.4. Анализ результатов наблюдений и сравнение расчетных и действительных осадок свайных фундаментов	363
Список литературы	374

Производственно-практическое издание

**Бартоломей Адольф Александрович,
Омельчак Игорь Михайлович, Юшков Борис Семенович**

ПРОГНОЗ ОСАДОК СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

**Редактор Н.А. Хаустова
Технический редактор Р.Я. Лаврентьева
Корректор Н.С. Сафронова**

Издание подготовлено на персональном компьютере

ИБ № 5455

**Подписано в печать 03.12.93. Формат 60х90 1/16. Бумага офсетная.
Печать офсетная. Усл.печ.л. 24,0. Усл.кр.-отт. 24,25. Уч.-изд.л. 24,17
Тираж 3000 экз. Изд. № AV1—3748 Заказ № 5 С**

Стройиздат. 101442 Москва, Долгоруковская, 23а

**Тульская типография
300600, ГСП, г. Тула, пр. Ленина, 109**